

19.834/H/04



TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG PERKANTORAN DAN PERTOKOAN ARTHA GRAHA DENGAN SISTEM PRACETAK

OLEH :

ERLIN FERIDA KUSNAWATI

3199.100.039

RSS

690.523

Kus

P - 1

2004



PERPUSTAKAAN ITS	
Tgl. Terima	20-2-2004
Terima Dari	H
No. Agenda Prp.	219602

PROGRAM SARJANA (S-1)
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2004

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG PERKANTORAN DAN PERTOKOAN ARTHA GRAHA DENGAN SISTEM PRACETAK

Surabaya, 26 Januari 2004

Mengetahui / Menyetujui

Dosen Pembimbing



BUDI SUSWANTO, ST, MT

NIP. 132.206.828

**PROGRAM SARJANA (S-1)
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
S U R A B A Y A
2004**

PERENCANAAN GEDUNG PERKANTORAN DAN PERTOKOAN ARTHA GRAHA DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM PRACETAK

Penyusun :

Erlin Ferida Kusnawati

Nrp. 3199.100.039

Dosen Pembimbing :

Budi Suswanto, ST, MT

ABSTRAK

Pemilihan alternatif desain konstruksi dengan sistem pracetak sangat tepat dilakukan terhadap gedung yang banyak memiliki elemen-elemen struktur yang seragam.

Penerapan metode beton pracetak pada suatu gedung, selain harus memperhitungkan faktor ekonomi dari aspek-aspek produksi, juga harus memperhitungkan stabilitas struktur, dan ereksi elemen-elemennya selama proses konstruksi berlangsung. Kekuatan, kekakuan, daktilitas serta pendetailan sambungan antara elemen-elemen beton pracetak adalah hal yang sangat penting, karena fungsinya tidak hanya mentransfer beban tetapi juga mengembangkan perilaku monolit pada struktur.

Untuk Tugas Akhir ini, penulis memilih sistem pracetak pada sebagian elemen struktur yaitu untuk elemen-elemen balok dan tangga saja yang dibuat sebagai pracetak. Untuk perhitungan gaya gempa digunakan gaya gempa dinamis.

Perhitungan penulangan elemen pracetak menggunakan tata cara perhitungan struktur beton, baik untuk penulangan penahan aksial, lentur, geser dan torsi, tetapi juga elemen pracetak harus memperhitungkan adanya tulangan angkat dan stud-stud penahan gaya geser antara permukaan elemen pracetak dengan topping.

Keuntungan beton pracetak yaitu dapat digunakan pada bentang yang panjang, dari segi struktur dapat meringankan berat struktur secara keseluruhan sehingga akan memperkecil beban gempa yang dipikul struktur, mempunyai kekuatan yang lebih tinggi dalam menerima beban yang cukup berat dan dalam produksinya beton pracetak lebih mudah dilakukan kontrol kualitas disesuaikan dengan spesifikasi yang direncanakan.

Dari hasil perhitungan didapatkan pelat dengan tebal 13 cm, dimensi balok utama yaitu 40/60, dimensi balok anak yaitu 30/40, dimensi kolom yaitu 70/70, menggunakan sambungan basah dan menggunakan tiang pancang bulat dengan diameter 600 mm

Kata kunci : beton pracetak

DAFTAR ISI

Abstrak

Kata Pengantar

Daftar Isi

BAB I	PENDAHULUAN	1
	1.1. Latar Belakang	1
	1.2. Maksud dan Tujuan	1
	1.3. Lingkup Permasalahan	2
	1.4. Batasan Masalah	2
	1.5. Metode Perencanaan	2
BAB II	TINJAUAN PUSTAKA	4
	2.1. Umum	4
	2.2. Keuntungan Pracetak	4
	2.3. Definisi Beton Pracetak	5
	2.4. Peralatan	6
	2.5. Pabrikasi Beton Pracetak	6
	2.6. Aplikasi Sistem Pracetak pada Gedung Artha Graha	7
BAB III	KONSEP PERENCANAAN	9
	3.1. Data Perencanaan	9
	3.1.1. Data Bangunan	9
	3.1.2. Data Tanah	9
	3.2. Standard an Referensi	9
	3.3. Mutu Bahan	10
	3.4. Pembebanan Struktur	10
	3.4.1. Jenis Pembebanan	10
	3.4.2. Kombinasi Pembebanan	11

BAB IV	PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER	12
4.1.	Perencanaan Pelat	12
4.1.1.	Data-data Perencanaan Pelat	12
4.1.2.	Pembebanan Struktur Pelat	12
4.1.3.	Kombinasi Pembebanan	13
4.1.4.	Tahapan Perhitungan Pelat Pracetak	13
4.1.5.	Contoh Perhitungan Penulangan Pelat Pracetak	23
4.1.5.1.	Penulangan Pelat	24
4.1.5.2.	Kontrol Retak	26
4.1.5.3.	Panjang Penyaluran Tulangan Pelat	27
4.2.	Perencanaan Tangga	28
4.2.1.	Data Perencanaan	28
4.2.2.	Perhitungan Pelat Tangga	28
4.2.3.	Perhitungan Pembebanan dan Analisa Struktur	30
4.2.4.	Perhitungan Penulangan Tangga	31
4.2.5.	Perhitungan Balok Penumpu Tangga	32
4.2.6.	Pengangkatan Tangga	38
4.3.	Perencanaan Balok Anak	40
4.3.1.	Data Perencanaan	40
4.3.2.	Pembebanan Balok Anak	40
4.3.2.1.	Tipe Pembebanan	40
4.3.2.2.	Pola Pembebanan Balok	40
4.3.2.3.	Perhitungan Pembebanan Balok Anak	40
4.3.3.	Perhitungan Gaya Dalam Pada Balok Anak	42
4.3.4.	Perhitungan Penulangan pada Balok Anak	42
4.3.5.	Pengangkatan Balok Anak	45
4.3.6.	Kontrol Lendutan	48
4.3.7.	Kontrol Retak	48
BAB V	DESAIN STRUKTUR UTAMA	49
5.1.	Analisa Struktur Utama	49



5.1.1. Umum	49
5.1.2. Permodelan Struktur	49
5.1.3. Data Perencanaan	49
5.1.4. Perhitungan Pembebanan Vertikal	50
5.1.5. Perhitungan Beban Lateral Akibat Beban Gempa	56
5.1.5.1. Perhitungan Berat Total Bangunan	56
5.1.5.2. Perhitungan Gaya Geser Dasar.....	58
5.1.5.3. Penyebaran Gaya Geser Secara Vertikal	59
5.1.6. Perhitungan Beban Lateral Akibat Beban Angin	60
5.1.7. Perhitungan Gaya Dalam	61
5.1.8. Kontrol Periode (T)	62
5.1.9. Kontrol Drift Tingkat	63
5.1.10. Kontrol Pengaruh PA Effect	64
5.2. Penulangan Struktur Utama	65
5.2.1. Penulangan Balok Induk	65
5.2.1.1. Penulangan Lentur Balok Induk.....	66
5.2.1.2. Penulangan Geser dan Torsi	70
5.2.1.3. Penulangan Stud Balok Induk	76
5.2.1.4. Pengangkatan Balok Induk	79
5.2.2. Penulangan Kolom	83
5.2.2.1. Umum	83
5.2.2.2. Panjang Tekuk Kolom.....	83
5.2.2.3. Pembatasan Penulangan Kolom.....	84
5.2.2.4. Kolom Pendek	84
5.2.2.5. Kolom Panjang	84
5.2.2.6. Penulangan Lentur Kolom.....	86
5.2.2.7. Penulangan Geser Dan Torsi.....	88
5.2.2.8. Panjang Penyaluran.....	90

BAB VI	DESAIN SAMBUNGAN	91
6.1.	Umum	91
6.2.	Kriteria Perencanaan Sambungan	92

6.3. Konsep Desain Sambungan	93
6.3.1. Mekanisme Pemindahan Beban	93
6.3.2. Pola Kehancuran	94
6.3.3. Stabilitas dan Keseimbangan	94
6.4. Perencanaan Sambungan Balok Kolom.....	95
6.4.1. Perencanaan korbél	95
6.4.1.1. Perencanaan Korbél	95
6.4.2. Perencanaan Reinforced Concrete Bearing	98
6.4.3. Panjang penyaluran	101
6.5. Sambungan Balok Induk dan Balok Anak.....	103
 BAB VII DESAIN PONDASI	105
7.1. Umum	105
7.2. Data Tanah	105
7.3. Kriteria Design	105
7.3.1. Kekuatan dan Dimensi Tiang Pancang	105
7.3.2. Tahapan Perencanaan	106
7.4. Daya Dukung Tanah	106
7.4.1. Daya Dukung Tiang Tunggal	106
7.4.2. Daya Dukung Tiang Kelompok	108
7.4.3. Repartisi Beban-Beban Diatas Tiang Kelompok	109
7.5. Perhitungan Tiang Pancang	110
7.5.1. Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	110
7.5.2. Daya Dukung Tiang Kelompok	111
7.5.3. Kontrol Kekuatan Tiang Pondasi Terhadap Gaya Lateral	113
7.5.4. Perhitungan Poer	116
7.5.4.1. Data-Data Perancangan Poer	116
7.5.4.2. Kontrol Geser Ponds	117
7.5.4.3. Penulangan Poer	119
7.5.5. Perencanaan Sloof	121
7.5.5.1. Daimensi Sloof	121
7.5.5.2. Penulangan Sloof	122

BAB I

PENDAHULUAN

Cipta Karya
2020

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG

Perkembangan industri konstruksi dewasa ini sangat menarik untuk diamati. Berbagai metode konstruksi bermunculan guna meningkatkan kecepatan waktu konstruksi serta pelaksanaan konstruksi yang efektif dan efisien. Karena semakin cepatnya waktu pelaksanaan konstruksi, maka banyak didapat penghematan dari segi waktu dan biaya. Sehingga investasi yang telah ditanamkan akan lebih menguntungkan dan lebih bermanfaat.

Dalam tugas akhir ini penulis memakai gedung ARTHA GRAHA sebagai obyek. Gedung ini difungsikan sebagai perkantoran dan pertokoan sehingga memiliki denah lantai yang tipikal, bentuknya relatif sederhana dan simetris, konfigurasi kolom teratur, serta terletak pada daerah gempa zone 2.

Karena komponen gedung yang tipenya sama jumlahnya banyak, dengan menggunakan metode pracetak pada akhirnya akan dapat memperkecil biaya produksi. Disamping itu dari segi mutu produk dan pelaksanaan juga mempunyai keuntungan, diantaranya adalah kualitas yang dihasilkan baik berupa ukuran dimensi material yang lebih akurat maupun kekuatan yang direncanakan, kecepatan dalam pelaksanaan, penghematan tenaga kerja dan lain sebagainya. Disamping itu, material pracetak selain dibuat di pabrik, dalam keadaan tertentu dapat pula dibuat di lapangan.

1.2 MAKSUD DAN TUJUAN

Perencanaan struktur gedung ARTHA GRAHA yang meliputi elemen tangga, balok anak, balok induk dan pondasi dengan metode pracetak bertujuan untuk mendapatkan suatu desain struktur yang rasional dengan memenuhi syarat-syarat keamanan struktur berdasarkan SK SNI T-15-1991-03 sehingga didapatkan struktur gedung yang cukup kuat pada daerah zone gempa 2. Kemudian hasil perhitungan tersebut dituangkan ke dalam gambar-gambar struktur.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

Cipta Karya
PT. 2001/2002

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. UMUM

Pada saat ini pemanfaatan metode pracetak di dalam desain struktur di Indonesia mulai digunakan sebagai alternatif karena kebutuhan akan penghematan biaya serta segala sesuatu yang efisien dan praktis serta mudah pelaksanaannya didalam dunia konstruksi.

Penggunaan konstruksi pracetak dalam suatu bangunan, selain harus memperhatikan faktor ekonomi dari aspek – aspek produksi, transportasi dan ereksi juga perlu dijamin stabilitas selama konstruksi itu berlangsung.

Pada perencanaan struktur beton pracetak di daerah gempa, yang perlu diperhatikan adalah pendetailan dan stabilitas struktur yang baik. Terlepas dari bahan yang digunakan pada struktur maka kekuatan, kekakuan, dan daktilitas serta pendetailan sambungan antara elemen beton pracetak merupakan hal yang sangat penting, sebab fungsinya tidak hanya menstransfer beban tetapi juga membentuk perilaku yang monolit pada struktur tersebut.

Sambungan akan memegang peranan yang sangat penting terutama apabila terletak pada daerah zone gempa kuat. Maka dalam perencanaan gedung hendaknya memilih sambungan yang efektif sehingga konstruksi akan dapat dikerjakan secara cepat dan mudah dalam hal produksi dan perakitannya.

2.2 KEUNTUNGAN BETON PRACETAK

Kualitas komponen beton pracetak yang diproduksi dibawah kondisi kontrol kualitas yang ideal akan mempunyai beberapa keuntungan, yaitu :

1. Ketebalan elemen yang dipraktekkan akan menyebabkan tebalnya menjadi minimum. Elemen struktur ini mampu digunakan untuk bentang panjang dan yang terpenting dari segi struktur dapat meringankan berat struktur secara keseluruhan sehingga akan memperkecil beban gempa yang harus dipikul struktur.
2. Daya dukung beban tinggi

Beton pracetak mempunyai kekuatan yang lebih tinggi guna menerima beban yang cukup berat.

3. Keawetan

Beton dengan kualitas yang ideal memiliki kepadatan dan kedap air yang tinggi sehingga beton pracetak lebih tahan terhadap korosi, cuaca dan kerusakan - kerusakan lain khususnya kerusakan yang tergantung waktu.

4. Bentang panjang

Dengan bentang yang lebih panjang akan lebih leluasa untuk desain interior gedung.

5. Fleksibel untuk dikembangkan

Beton pracetak dapat diproduksi untuk penyediaan fasilitas arah vertical dan horizontal secara lebih mudah. Misalnya untuk listrik dan saluran air dengan biaya lebih murah.

6. Ekonomis

Secara keseluruhan penggunaan pracetak mempunyai keuntungan biaya awal yang rendah dan dapat dilakukan penghematan terhadap biaya yang lain, misalnya tenaga kerja di lapangan dapat dikurang sehingga dapat menghemat biaya pelaksanaan.

7. Kontrol kualitas

Dalam produksinya beton pracetak lebih mudah dilakukan kontrol kualitas disesuaikan dengan spesifikasi yang direncanakan. Dalam pelaksanaannya kontrol kualitas merupakan program utama untuk standar tinggi dari pabrikasi.

2.3 DEFINISI BETON PRACETAK

Dalam mendefinisikan beton pracetak, penulis memberikan beberapa definisi dari sumber – sumber yang berbeda, yaitu :

1. Definisi menurut Plant Cast Precast and Prestressed Concrete (A Design Guide)
Beton pracetak adalah beton yang dicetak di beberapa lokasi (baik di lingkungan proyek maupun di pabrik) yang pada akhirnya dipasang pada posisinya dengan suatu sistem sambungan sehingga rangkaian elemen demi elemen beton pracetak menjadi satu kesatuan yang utuh sebagai suatu struktur.
2. Definisi menurut SKSNI T-15-1991-03 (pasal 3.9.1)

Beton pracetak adalah komponen beton yang dicor ditempat yang bukan merupakan posisi akhir di dalam suatu struktur.

2.4 Peralatan

Dalam penggunaan elemen pracetak yang perlu menjadi pertimbangan perencana adalah sebagai berikut :

1. Berapa Tower Crane yang diperlukan dalam suatu proyek agar Tower Crane dapat difungsikan semaksimal mungkin.
2. Berapa diameter perputaran Tower Crane.
3. Berapa kapasitas angkat maksimal Tower Crane.
4. Peralatan pembantu serta jumlah kebutuhan guna mendukung siklus pemasangan pracetak seperti truk dan lain sebagainya.

2.5 PABRIKASI BETON PRACETAK

Pabrikasi beton pracetak dibagi dalam dua bagian yaitu :

1. Pabrikasi di lokasi proyek (tidak permanen)

Pabrikasi yang tidak permanen ini dilakukan apabila luas areal dimana proyek tersebut dikerjakan cukup memadai. Disamping itu pula lingkungannya mendukung untuk pergerakan transportasi dari komponen pracetak itu sendiri. Umumnya pabrikasi yang tidak permanen sesuai dengan istilahnya bahwa pabrik tersebut akan dibongkar setelah proses pabrikasi untuk proyek tersebut sudah selesai atau dengan kata lain umur pabrik sesuai dengan umur proyek.

2. Pabrikasi yang bersifat permanen

Pabrikasi yang bersifat permanen yaitu pabrikasi yang didirikan untuk memenuhi kebutuhan pasar. Pabrikasi yang permanen ini untuk melayani segala kebutuhan sesuai dengan kapasitas atau kemampuan produksi dari pabrik tersebut. Tipe pabrik ini didirikan dengan pertimbangan prospek kemajuan pembangunan di daerah sekitar dimana pabrik itu didirikan. Pabrik yang permanen biasanya membutuhkan areal yang cukup luas dikarenakan produksinya akan dilakukan secara massal dan tentunya harus didukung dengan lokasi sumber bahan baku yang relatif dekat ke lokasi pabrik. Begitu juga halnya dengan sarana jalan yang

memadai guna menunjang transportasi komponen pracetak dari pabrik ke lokasi proyek yang dituju.

2.6 Aplikasi Sistem Pracetak pada Gedung Artha Graha

Untuk perencanaan gedung Artha Graha ini, penulis merencanakan jenis-jenis elemen pracetak yang dipakai, sistem pabrikasi serta sistem sambungannya adalah sebagai berikut :

1. Balok utama dan balok anak direncanakan menggunakan jenis balok pracetak berpenampang persegi (Rectangular Beams).
2. Sambungan yang dipakai adalah sambungan basah.
3. Elemen balok pracetak dan tangga pracetak dibuat di pabrik, kemudian dirakit dengan kolom yang dicor setempat.

Dimensi Balok Induk dan Balok Anak

Menurut persyaratan SK SNI T-15-1991-03 untuk dimensi balok pada dua tumpuan adalah sebagai berikut :

- $h = \frac{1}{16} \times Lb \times \left(0.4 + \frac{f_y}{700} \right)$ (SK SNI T-15-1991 ps. 3.2.5.2.1)
- $b \geq \frac{1}{4} h$ (SK SIN T-15-1991 ps. 3.14.9.1.3)
 $\geq 200 \text{ mm}$

Dimensi Pelat

Untuk memenuhi syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat harus memenuhi persyaratan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.2.5-3.3, yaitu :

$$h_1 = \frac{\ln \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta \left(\alpha_m - 0.12 \left(1 + \frac{1}{\beta} \right) \right)} \quad (\text{SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.2-12})$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$h_2 = \frac{\ln \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \quad (\text{SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.2-13})$$

dan tidak perlu lebih dari :

$$h_t = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36} \quad (\text{SK SNI T-1991-03 pasal 3.2-1.4})$$

- Perhitungan Gaya Gempa Dasar berdasarkan UBC 1997 :

$$V = \frac{C_a I}{R T} W \quad \text{Pers. (30-4)}$$

tidak boleh lebih dari

$$V = \frac{2.5 C_a I}{R} W \quad \text{Pers. (30-5)}$$

tidak boleh kurang dari

$$15V = 0.11 C_a I W \quad \text{Pers. (30-6)}$$

- Perhitungan gaya gempa yang diterima tiap lantai :

$$F_x = \frac{(V - F_t) w_x h_x}{\sum w_i h_i} \quad \text{Pers. (30-15)e}$$

- Perhitungan Pengangkatan Elemen Balok

$$+M = \frac{w L^2}{8} \left(1 - 4x + \frac{4Yc}{L \tan \theta} \right)$$

$$-M = \frac{WX^2 L^2}{2}$$

$$x = \frac{1 + \frac{4Yc}{L \tan \theta}}{2 \left[1 + \sqrt{1 + \frac{Yr}{Yb} \left(1 + \frac{4Yc}{L \tan \theta} \right)} \right]}$$



BAB III

KONSEP PERENCANAAN

BAB III

KONSEP PERENCANAAN

3.1 DATA PERENCANAAN

3.1.1 Data bangunan

Gedung yang digunakan sebagai obyek pada tugas akhir ini adalah perkantoran dan pertokoan dengan data-data sebagai berikut :

- Nama gedung : ARTHA GRAHA
- Lokasi : SURABAYA
- Fungsi bangunan : Perkantoran dan Pertokoan
- Tinggi gedung : 35.5m
- Lebar gedung : 32m
- Panjang gedung : 57m
- Jumlah lantai : 10 lantai
- Struktur : beton bertulang
- Zone gempa : 2

3.1.2. Data tanah

Dari hasil penyelidikan tanah (terlampir) menunjukkan bahwa kondisi tanah dibawah gedung adalah lunak, yang berupa tanah lempung.

Hal ini menyebabkan dibutuhkannya pondasi dalam (tiang panjang) dengan kedalaman yang cukup untuk memikul struktur gedung tersebut.

3.2 STANDAR DAN REFERENSI

- 1) Departemen Pekerjaan Umum 1991, SKSNI T-15-1991-03. "Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung". Penerbit Yayasan LPMB, Bandung.
- 2) Departemen Pekerjaan Umum 1971. "Peraturan Beton Bertulang Indonesia N. 1. -2", Penerbit Direktorat Jenderal Cipta Karya, Bandung.
- 3) Departemen Pekerjaan Umum 1983. "Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung", Penerbit Direktorat Jenderal Cipta Karya, Bandung.

- 4) PCI 1988. "PCI Design Hand-Book Precast and Prestressed Concrete", PCI Commite, Chicago.
- 5) Herman Wahyudi 1993. "Daya Dukung Pondasi Dalam, Teknik Sipil ITS Surabaya.
- 6) Uniform Building Code 1997.
- 7) Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia untuk Gedung

3.3 MUTU BAHAN

- Beton

Beton cor ditempat $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Beton pada balok pracetak $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Beton pada tangga pracetak $f_c' = 30 \text{ MPa}$

- Baja $f_y = 400 \text{ MPa}$

3.4 PEMBEBANAN STRUKTUR

3.4.1 Jenis Pembebanan

Jenis pembebanan yang diperhitungkan dalam analisa struktur Gedung Artha Graha ini adalah :

1. *Beban Mati*

- Mencakup semua beban yang disebabkan oleh berat sendiri struktur yang bersifat tetap dan bagian lain yang tidak terpisahkan dari gedung. Beban mati untuk gedung diatur dalam PPI 1983 Bab II.

2. *Beban hidup*

- Mencakup semua beban yang terjadi akibat penghunian / penggunaan gedung sesuai PPI'83, termasuk barang-barang dalam ruangan yang tidak permanen.

Khusus pada atap, air hujan termasuk menjadi beban hidup (PPI pasal 1.2)

- Beban hidup untuk gedung diatur dalam PPI'83 Bab-3.

3. *Beban angin*

- Mencakup semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih tekanan udara (PPI'83 pasal 1.3)
- Beban angin untuk gedung diatur dalam PPI'83 Bab-4.

4. *Beban gempa*

- Mencakup semua beban statik ekuivalen dan dinamis yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa tersebut.

Dalam hal pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan berdasarkan suatu analisa static ekuivalen dan analisa dinamis

- Perhitungan gaya – gaya gempa didasarkan pada peraturan UBC 1997.

Kombinasi Pembebanan

Sesuai ketentuan yang tercantum dalam UBC 1997, agar supaya struktur dan komponen struktur memenuhi syarat dan kekuatan layak pakai terhadap bermacam-macam kombinasi pembebanan, maka harus dipenuhi ketentuan – ketentuan dari faktor pembebanan.

Adapun kombinasi pembebanan yang disyaratkan oleh UBC 1997 (sec.1909.2)adalah sebagai berikut :

- $U = 1.4D + 1.7L$
- $U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.7W)$
- $U = 0.9D + 1.3W$
- $U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.87E)$
- $U = 0.9D + 1.43E$

BAB IV

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

BAB IV

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

4.1. PERENCANAAN PELAT

- Pelat lantai direncanakan dengan sistem cor ditempat.

4.1.1. Data-Data Perencanaan Pelat

- Mutu beton f'_c : 30 MPa
- Mutu baja (f_y) : 400 MPa

4.1.2. Pembebanan Struktur Pelat

Pembebanan diambil berdasarkan PPIUG 1983

a) Beban Mati Pelat Atap dan Lantai

✧ Beton bertulang	:	2400 kg/m ³
✧ Tembok ½ bata	:	250 kg/m ²
✧ Kusen + kaca	:	40 kg/m ²
✧ Tegel (1 cm)	:	24 kg/m ²
✧ Spesi (1 cm)	:	21 kg/m ²
✧ Aspal (1 cm)	:	14 kg/m ²
✧ Ducting AC + pipa	:	30 kg/m ²
✧ Plafon penggantung	:	18 kg/m ²

b) Beban Hidup

✧ Beban hidup pada atap	:	100 kg/m ²
✧ Beban hidup pada lantai	:	250 kg/m ²

Beban-Beban yang Bekerja pada Atap :

a. Pelat Atap

- *Beban Mati :*

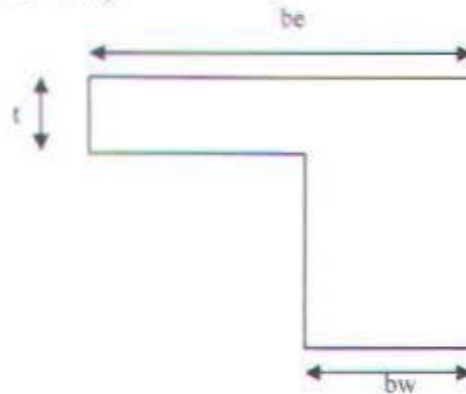
berat sendiri	:	0.13×2400	=	360 kg/m ²
spesi (1 cm)	:	0.03×2100	=	63 kg/m ²
aspal (2cm)	:	0.02×1400	=	28 kg/m ²
ducting AD + pipa	:		=	30 kg/m ²

Eksterior

$$be_1 \leq bw + \left(\frac{1}{12} \times L \right)$$

$$be_2 \leq bw + 6t$$

$$be_3 \leq bw + \left(\frac{1}{2} \times L_n \right)$$



dimana :

- be : Lebar efektif sayap balok T
- bw : Lebar balok
- t : Tebal pelat
- L : Bentang balok
- L_n : Bentang bersih balok satu dengan balok yang lain

Perhitungan Dimensi Balok Induk dan Balok Anak :

- *Balok Induk*

Pada balok dengan $L_b = 8$ meter, dengan persyaratan $f_y = 400$ MPa didapat :

- $h = \frac{1}{16} \times 800 \left(0.4 + \frac{400}{700} \right) = 48.5 \text{ cm}$ digunakan $h = 60 \text{ cm}$
- $b \geq \frac{1}{4} h$, direncanakan $b = 40 \text{ cm}$ sehingga $40 \text{ cm} \geq \frac{1}{4} \times 60 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$

- *Balok Anak*

Pada balok anak dengan $L_b = 4.5$ meter dengan $f_y = 400$ MPa, didapat:

- $h = \frac{1}{16} \times 450 \left(0.4 + \frac{400}{700} \right) = 27.3 \text{ cm}$ digunakan $h = 40 \text{ cm}$
- $b \geq \frac{1}{4} h$, direncanakan $b = 30 \text{ cm}$ sehingga $30 \text{ cm} \geq \frac{1}{4} \times 40 \text{ cm} = 10 \text{ cm}$

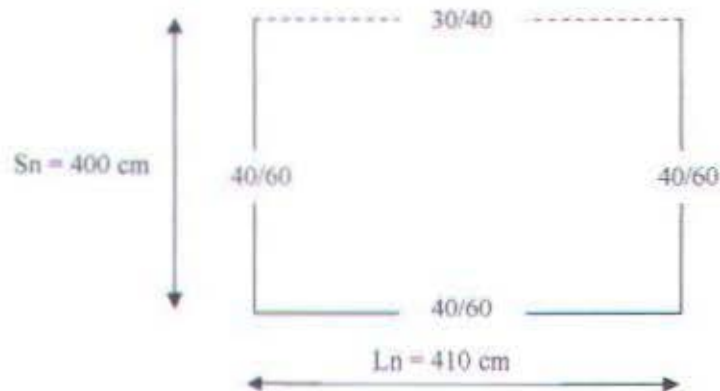
Jadi dimensi balok induk dan balok anak direncanakan :

- Bentang balok induk 8 m diambil dimensi 40 / 60.

- Bentang balok induk 4 m dan 4.5 m diambil dimensi 40 / 60.
- Bentang balok anak 4 m dan 4.5 m diambil dimensi 30 / 40

Terdapat dua macam bentuk pelat :

1. Ukuran pelat 450 cm x 400 cm



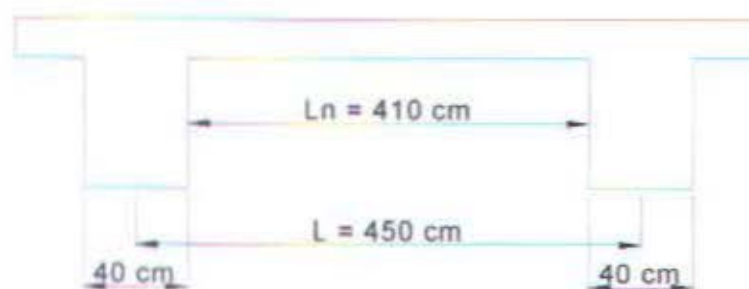
Keterangan :

- Balok Induk
- Balok Anak

$$L_n = 450 - (40/2 + 40/2) = 410 \text{ cm}$$

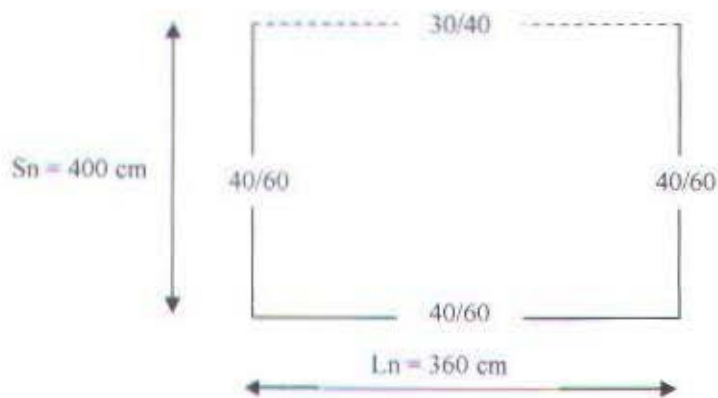
$$S_n = 400 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{410}{400} = 1.025 \rightarrow \text{pelat dua arah}$$





2. Ukuran pelat 400 cm x 400 cm



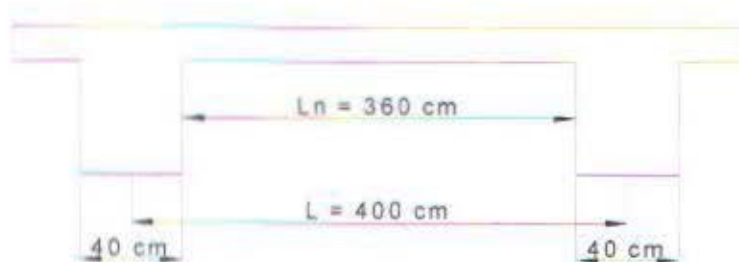
Keterangan :

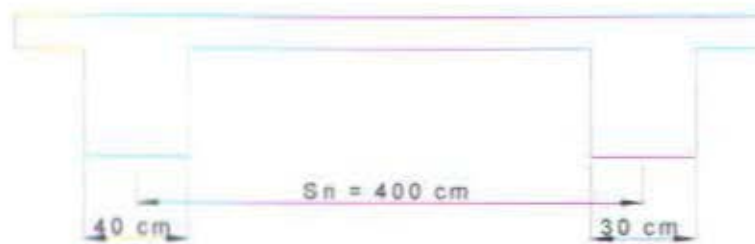
————— Balok Induk
 - - - - - Balok Anak

$$L_n = 400 - (40/2 + 40/2) = 360 \text{ cm}$$

$$S_n = 400 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{360}{400} = 0.9 \rightarrow \text{pelat dua arah}$$



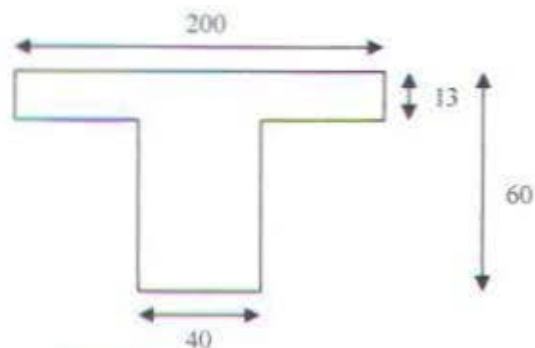
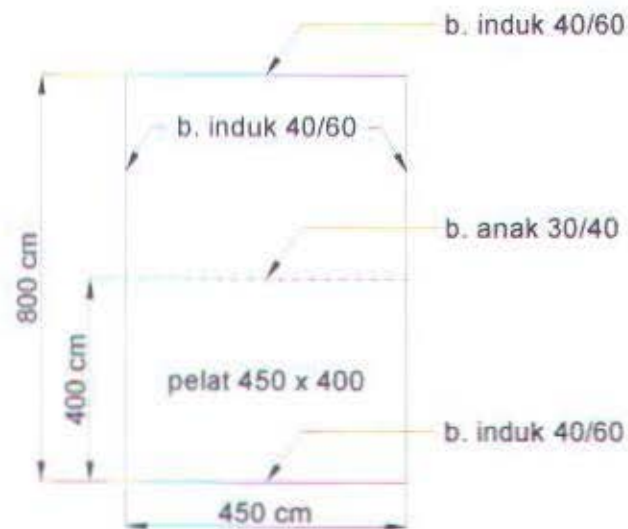


Perhitungan Dimensi Tebal Pelat

Contoh perhitungan menggunakan pelat dengan dimensi 450 cm x 400 cm

1. Pelat bertumpu pada tiga balok interior dan satu balok eksterior

- Balok interior 40/60 (balok induk)



$$\begin{aligned}
 be_1 &= 0.25 \times L \\
 &= 0.25 \times 800 = 200 \text{ cm} \\
 be_2 &= bw + (2 \times 8t)
 \end{aligned}$$

$$= 40 + 240 = 280 \text{ cm}$$

$$be_3 = \frac{1}{2} (Ln)$$

$$= 380 \text{ cm}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{200}{40} - 1 \right) \left(\frac{13}{60} \right) \left(4 - 6 \left(\frac{13}{60} \right) + 4 \left(\frac{13}{60} \right)^2 + \left(\frac{200}{40} - 1 \right) \left(\frac{13}{60} \right)^3 \right)}{1 + \left(\frac{200}{40} - 1 \right) \left(\frac{13}{60} \right)}$$

$$= 2.3$$

$$Ib = \frac{1}{12} \times bw \times h^3 \times k$$

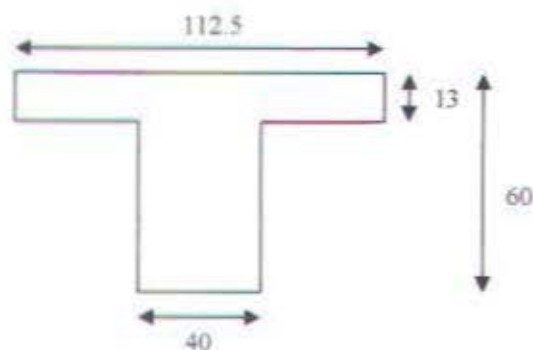
$$= \frac{1}{12} \times 40 \times 60^3 \times 2.3 = 1656000 \text{ cm}^4$$

$$Is = \frac{1}{12} \times bs \times t^3$$

$$= \frac{1}{12} \times 450 \times 13^3 = 126562.5 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{Ib}{Is} = 13$$

□ Balok interior 40/60 (balok induk)



$$be_1 = 0.25 \times L$$

$$= 0.25 \times 450 = 112.5 \text{ cm}$$

$$be_2 = bw + (2 \times 8t)$$

$$= 40 + 240 = 280 \text{ cm}$$

$$be_3 = \frac{1}{2} (Ln)$$

$$= 205 \text{ cm}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{112.5}{40} - 1 \right) \left(\frac{13}{60} \right) \left(4 - 6 \left(\frac{13}{60} \right) + 4 \left(\frac{13}{60} \right)^2 + \left(\frac{112.5}{40} - 1 \right) \left(\frac{13}{60} \right)^3 \right)}{1 + \left(\frac{112.5}{40} - 1 \right) \left(\frac{13}{60} \right)}$$

$$= 1.57$$

$$I_b = \frac{1}{12} \times b w \times h^3 \times k$$

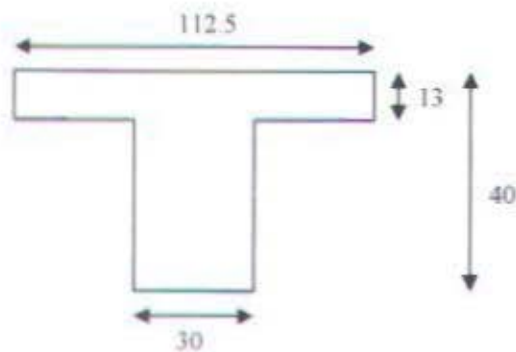
$$= \frac{1}{12} \times 40 \times 60^3 \times 1.57 = 1130400 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{1}{12} \times b s \times t^3$$

$$= \frac{1}{12} \times 400 \times 13^3 = 112500 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_b}{I_s} = 10$$

□ Balok interior 30/40 (balok anak)



$$b e_1 = 0.25 \times L$$

$$= 0.25 \times 450 = 112.5 \text{ cm}$$

$$b e_2 = b w + (2 \times 8 t)$$

$$= 30 + (2 \times 120) = 270 \text{ cm}$$

$$b e_3 = \frac{1}{2} (L_n)$$

$$= 205 \text{ cm}$$

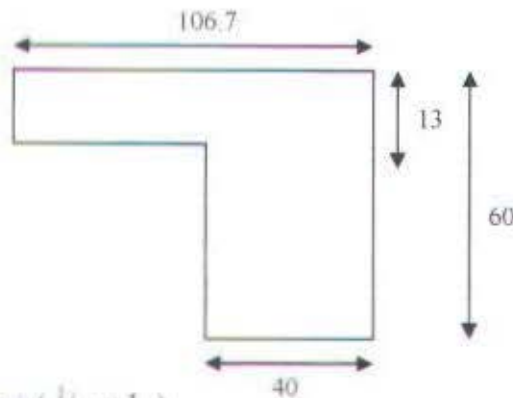
$$k = \frac{1 + \left(\frac{112.5}{30} - 1 \right) \left(\frac{13}{40} \right) \left(4 - 6 \left(\frac{13}{40} \right) + 4 \left(\frac{13}{40} \right)^2 + \left(\frac{112.5}{30} - 1 \right) \left(\frac{13}{40} \right)^3 \right)}{1 + \left(\frac{112.5}{30} - 1 \right) \left(\frac{13}{40} \right)} = 1.7$$

$$I_b = \frac{1}{12} \times 30 \times 40^3 \times 3.5 = 560000 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{1}{12} \times 400 \times 13^3 = 112500 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_b}{I_s} = 4.9$$

□ Balok eksterior 40/60 (balok induk)



$$\begin{aligned} be_1 &\leq bw + \left(\frac{1}{12} \times L \right) \\ &\leq 40 + \left(\frac{1}{12} \times 800 \right) = 106.7 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} be_2 &\leq bw + 6t \\ &\leq 40 + 90 = 130 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} be_3 &\leq bw + \left(\frac{1}{2} \times L_n \right) \\ &\leq 40 + 365 = 405 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{106.7}{40} - 1 \right) \left(\frac{13}{60} \right) \left(4 - 6 \left(\frac{13}{60} \right) + 4 \left(\frac{13}{60} \right)^2 + \left(\frac{106.7}{40} - 1 \right) \left(\frac{13}{60} \right)^3 \right)}{1 + \left(\frac{106.7}{40} - 1 \right) \left(\frac{13}{60} \right)} = 1.5$$

$$I_b = \frac{1}{12} \times 40 \times 60^3 \times 1.5 = 1080000 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{1}{12} \times 450 \times 13^3 = 126562.5 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{lb}{ls} = 8.5$$

$$\begin{aligned} \bullet \quad \alpha_m &= \frac{1}{4}(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4) \\ &= 9.1 \end{aligned}$$

Syarat ketebalan pelat dua arah menurut SK SNI T-15-1991-03 yaitu tidak kurang dari :

$$\Rightarrow h_1 = \frac{525 \left(0.8 + \frac{400}{1500} \right)}{36 + 5 \times 1 \times \left(9.1 - 0.12 \left(1 + \frac{1}{1} \right) \right)} = 6.8 \text{ cm}$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$\Rightarrow h_2 = \frac{525 \left(0.8 + \frac{400}{1500} \right)}{36 + 9 \times 1} = 12.21 \text{ cm}$$

dan tidak perlu lebih dari :

$$\Rightarrow h_3 = \frac{525 \left(0.8 + \frac{400}{1500} \right)}{36} = 15.26 \text{ cm}$$

untuk $\alpha_m > 2$ tebal pelat tidak boleh kurang dari 9 cm

\therefore Jadi tebal pelat 13 cm sudah memenuhi syarat.

Perencanaan pelat lantai memiliki tahapan perhitungan sebagai berikut :

1. Menentukan dimensi awal pelat :
 - ❖ tebal pelat : 13 cm
 - ❖ ukuran pelat : 4.5 x 4 m²
2. Perhitungan tulangan pelat
3. Kontrol pelat terhadap retak.

4.1.5. Contoh Perhitungan Penulangan Pelat

Perhitungan penulangan pelat lantai dengan ukuran 4.5m*4m ini adalah sebagai contoh perhitungan. Sedangkan perhitungan untuk pelat-pelat lainnya ditabelkan.

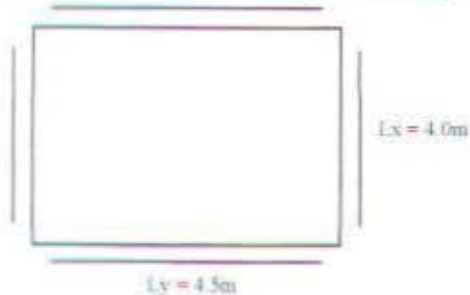
Perhitungan momen-momen pelat menggunakan tabel koefisien momen dari SK SNI T - 15 - 1991 - 03, dengan anggapan perletakan pelat adalah jepit penuh.

Data-data perencanaan :

- f_y : 400 MPa
- f_c : 30 MPa, maka $\beta = 0.85$ (SK SNI T-15-1991- 03/3.3.2.4).
- $\rho_b = \frac{0.85 \times f_c' \times \beta \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y}$
 $= 0.0325$
- $\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b$
 $= 0.0244$
- ρ_{min} untuk penulangan pelat dengan f_y 400 MPa = 0.0018 (SK-SNI T-15-1991-03/3.16.12)

4.1.5.1. Penulangan Pelat

- Perhitungan momen pelat $4.5 \times 4 \text{ m}^2$ dengan asumsi perletakan terjepit penuh



$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{450}{400} = 1.125$$

- $Q_u \text{ pelat lantai} = 1185.2 \text{ kg/m}^2$
- $M_{lx} = +0.57^1 / 8 \times 1185.2 \times 4 \times 4.5 = 1520 \text{ kgm}$
- $M_{ly} = +0.57^1 / 8 \times 1185.2 \times 4 \times 4.5 = 1520 \text{ kgm}$
- $M_{tx} = -0.7^1 / 8 \times 1185.2 \times 4 \times 4.5 = -1866.6 \text{ kgm}$
- $M_{ty} = -0.7^1 / 8 \times 1185.2 \times 4 \times 4.5 = -1866.6 \text{ kgm}$

Tebal pelat : 130 mm

Decking : 20 mm

Tulangan lapangan dan tumpuan, baik arah x dan y, direncanakan menggunakan tulangan $\varnothing 10$ mm ($A_s = 78.5 \text{ mm}^2$).

$$d(x) = 150 - 20 - (0.5 \cdot 10) = 125 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

- Penulangan Lapangan

- $M_l = 1520 \text{ kgm} = 1.52 \cdot 10^7 \text{ Nmm}$

Lapangan

$$\frac{Mu}{bd^2 f_c'} = \omega \iff \frac{1.52 \cdot 10^7}{1000 \cdot 125^2 \cdot 30} = 0.032$$

Dengan menggunakan tabel momen berfaktor penampang persegi ($A_s'/A_s=0$) didapatkan $\omega = 0.041$

$$\rho = \frac{\omega \times f_c'}{f_y} = \frac{0.041 \times 30}{400} = 0.003075$$

Jadi dipakai ρ perlu yaitu 0.003075

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0.003075 \cdot 1000 \cdot 125 = 384.4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan lentur utama} \leq 3 \cdot \text{tebal pelat} = 3 \cdot 130 = 390 \text{ mm}$$

$$\leq 500 \text{ mm (SK SNI T-15-1991/3.16.6.5)}$$

maka direncanakan menggunakan tulangan lentur $\varnothing 10-200$ ($A_s = 393 \text{ mm}^2$)

Kontrol kekuatan

$$\rho = \frac{A_{s_{ada}}}{b \cdot x \cdot d} = \frac{393}{1000 \cdot 125} = 0.00314 > \rho_{\text{perlu}} = 0.003075 \dots \text{OK!}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_c' \times b} = \frac{393 \times 400}{0.85 \times 30 \times 1000} = 6.1 \text{ mm}$$

$$M_u = \varnothing \cdot A_s \cdot f_y (d - a/2)$$

$$= 0.8 \cdot 393 \cdot 400 (125 - 6.1/2) = 1.54 \cdot 10^7 \text{ Nmm}$$

$$= 1.54 \cdot 10^7 \text{ Nmm} > M_{u_l} = 1.52 \cdot 10^7 \text{ Nmm} \text{ oke}$$

Jadi tulangan tersebut akan mengalami leleh pada kondisi beban 1540 kgm

- Penulangan Tumpuan

- $M_t = -1866.6 \text{ kgm} = 1.866 \cdot 10^7 \text{ Nmm}$

$$d(x) = 150 - 20 - (0.5 \cdot 10) = 125 \text{ mm}$$

Tumpuan

$$\frac{Mu}{bd^2 f'c} = \omega \quad \Leftrightarrow \quad \frac{1.866 \times 10^7}{1000 \times 125^2 \times 30} = 0.039$$

Dengan menggunakan tabel momen berfaktor penampang persegi ($A_s'/A_s=0$) didapatkan $\omega = 0.051$

$$\rho = \frac{\omega \times f'c}{f_y} = \frac{0.051 \times 30}{400} = 0.0038$$

Jadi dipakai ρ perlu yaitu 0.0038

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0038 \times 1000 \times 125 = 479 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan lentur utama} &\leq 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 130 = 390 \text{ mm} \\ &\leq 500 \text{ mm (SK SNI T-15-1991/3.16.6.5)} \end{aligned}$$

maka digunakan tulangan lentur $\varnothing 10-150$ ($A_s = 524 \text{ mm}^2$)

Kontrol kekuatan

$$\rho = \frac{A_{s \text{ ada}}}{b \times d} = \frac{524}{1000 \times 125} = 0.0042 > \rho_{\text{perlu}} = 0.0038 \dots \text{OK!}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'c \times b} = \frac{524 \times 400}{0.85 \times 30 \times 1000} = 8.2 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Mu &= \varnothing \times A_s \times f_y (d - a/2) \\ &= 0.8 \times 524 \times 400 (125 - 8.2/2) = 2.02 \times 10^7 \text{ Nmm} \\ &= 2.02 \times 10^7 \text{ Nmm} > Mu_t = 1.866 \times 10^7 \text{ Nmm} \rightarrow \text{Oke!} \end{aligned}$$

Jadi, tulangan tersebut akan mengalami leleh pada kondisi beban 2020 kgm

4.1.5.2. Kontrol Retak

Untuk sistem pelat dua arah, dimana menggunakan tulangan dengan harga $f_y < 6000 \text{ psi}$ (413.7 MPa), maka tidak perlu meninjau retak yang terjadi (Chu Kia Wang / Salmon). Tulangan yang dipakai pada perencanaan ini adalah U_{37} ($f_y = 370 \text{ MPa} < 413.7 \text{ MPa}$) sehingga tidak perlu diperiksa terhadap retak. Kontrol retak pada balok dan pelat satu arah dibatasi SK SNI T-15-1991/3.3.6

4.2.3 Perhitungan Pembebanan dan Analisa Struktur

- Pelat tangga ($t = 22 \text{ cm}$)

Beban mati :

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri} &: 2400 \times 0.22 \times 1.5 = 792 \text{ kg/m} \\
 \text{Tegel + spesi} &: (21 + 24) \times 3 \times 1.5 = 203 \text{ kg/m} \\
 \text{Tegel + spesi} &: (21 + 24) \times 3 \times 1.5 = 203 \text{ kg/m} \\
 \text{Tiang sandaran} &: 50 \times 1.5 = \underline{75 \text{ kg/m}} \\
 &= 1273 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban hidup :

$$\text{Beban hidup untuk kantor: } 300 \times 1.5 = 450 \text{ kg/m}$$

Sehingga beban ultimate yang bekerja pada pelat miring :

$$Q_u = (1.4 \times 1273) + (1.7 \times 450) = 2547.2 \text{ kg/m}$$

- Pelat bordes ($t = 15 \text{ cm}$)

Beban mati :

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri} &: 2400 \times 0.15 \times 1.5 = 540 \text{ kg/m} \\
 \text{Tegel + spesi} &: (21 + 24) \times 3 \times 1.5 = 203 \text{ kg/m} \\
 \text{Tiang sandaran} &: 50 \times 1.5 = \underline{75 \text{ kg/m}^*} \\
 &= 818 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban hidup :

$$\text{Beban hidup pelat bordes tangga: } 300 \times 1.5 = 450 \text{ kg/m}$$

Sehingga beban ultimate yang bekerja pada pelat bordes :

$$Q_u = (1.4 \times 818) + (1.7 \times 450) = 1910.2 \text{ kg/m}$$

Mengacu pada persyaratan peraturan gempa, unsur-unsur non struktur (struktur sekunder) hendaknya dipisahkan (tidak mempengaruhi) dari struktur utamanya. Memperhatikan dari persyaratan tersebut, maka perencanaan struktur tangga pada gedung ini memakai tumpuan sendi dan rol. Analisa tangga dengan program SAP v7.42.

4.2.4 Perhitungan Penulangan Tangga

1. Pelat Tangga

□ Penulangan arah x

$$\rho_{\min} = 0.0018$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b = 0.0244$$

$$M_u = 5907.5 \text{ kgm} = 5.9 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$\text{Selimut beton} = 30 \text{ mm}$$

$$d = 220 - 30 = 190 \text{ mm}$$

$$\frac{M_u}{bd^2 f_c'} = \frac{5.9 \times 10^7}{1000 \times 190^2 \times 30} = 0.05$$

Dengan menggunakan tabel momen berfaktor penampang persegi ($A_s'/A_s = 0$)
didapatkan $\omega = 0.065$

$$\rho = \omega * f_c' / f_y = (0.065 \times 30) / 400 = 0.0049$$

Jadi dipakai ρ perlu yaitu 0.0049

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0.0049 \times 1000 \times 190 = 931 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipasang } \Phi 13 - 125 \text{ mm} \quad (A_s = 1062 \text{ mm}^2)$$

□ Penulangan arah y untuk pelat tangga dipasang tulangan praktis $\Phi 13 - 125$

2. Pelat Bordes

□ Penulangan arah x

$$\rho_{\min} = 0.0018$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b = 0.0244$$

$$M_u = 5679.79 \text{ kgm} = 5.7 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$\text{Selimut beton} = 30 \text{ mm}$$

$$d = 150 - 30 = 120 \text{ mm}$$

$$\frac{M_u}{bd^2 f_c'} = \frac{5.7 \times 10^7}{1000 \times 120^2 \times 30} = 0.13$$

Dengan menggunakan tabel momen berfaktor penampang persegi ($A_s'/A_s = 0$)
didapatkan $\omega = 0.182$

$$\rho = \omega * f_c' / f_y = (0.182 \times 30) / 400 = 0.014$$

Jadi dipakai ρ perlu yaitu 0.014

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0.014 \times 1000 \times 120 = 1600 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipasang } \Phi 13 - 75 \text{ mm} \quad (A_s = 1770 \text{ mm}^2)$$

□ Penulangan arah y pelat bordes dipasang tulangan praktis $\Phi 13 - 75$

4.2.5 Perhitungan Balok Penumpu Tangga

Beban yang bekerja pada balok penumpu tangga sepanjang 4.5 m :

- Bordes : $\left(\frac{5219.17}{1.5} \right) = 3479 \text{ kg/m (ultimate)}$
- Balok bordes : $(0.3 \times 0.4 \times 2400) \times 1.4 = 403.2 \text{ kg/m (ultimate)}$



$$\sum M_b = 0$$

$$(R_a \times 4.5) - (3882 \times 3 \times 3) = 0$$

- $R_a : 7764 \text{ kg}$
- $R_b : 2673 \text{ kg}$

$$M_{u \max} (x = 2 \text{ m}) = (7764 \times 2) - (0.5 \times 3882 \times 2^2) = 7764 \text{ kgm}$$

$$V_{u \text{ ujung}} = 7764 \text{ kg}$$

$$V_{ud} = 7764 \times (4.5 - 0.4) / 4.5 = 7073.8 \text{ kg}$$

$$T_{u \text{ tangga}} = q_{u \text{ tangga}} \times L \times \frac{1}{2} \times b = (3479 + 403.2) \times 4.5 \times \frac{1}{2} \times 0.3 = 2620.4 \text{ kgm}$$

- Perhitungan tulangan akibat beban M_u :

$$M_u : 7764 \text{ kgm}$$

$$b : 300 \text{ mm}$$

$$d : 400 - 20 = 380 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} : 0.0035$$

$$\omega_1 : \frac{Mu}{f_c' \times b \times d^2} = \frac{7764 \times 10^4}{30 \times 300 \times 380^2} = 0.059$$

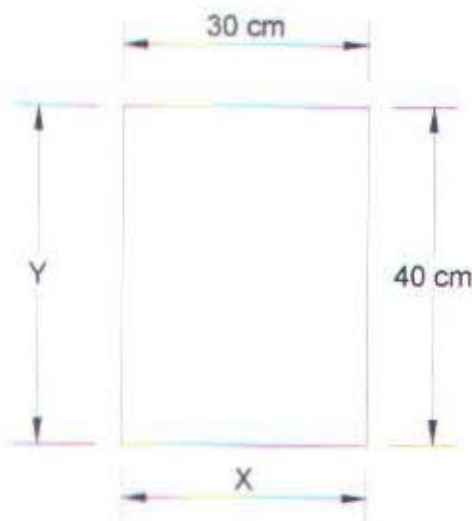
Dengan menggunakan tabel momen berfaktor penampang persegi ($A_s'/A_s = 0$) didapatkan $\omega = 0.077$, sehingga :

$$\rho = \omega \times f_c' / f_y = 0.0057 > \rho_{\min}$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0.0057 \times 300 \times 380 = 649 \text{ mm}^2$$

- Perhitungan tulangan akibat beban V_u dan T_u

Ukuran penampang



Kontrol penampang

$$\sum x^2 y = (300^2 \times 400) = 3.6 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

- Perhitungan batas T_u yang tidak memerlukan tulangan Torsi :

$$\phi \times \frac{1}{20} \times \sqrt{f_c'} \times \sum (x^2 y) = 0.6 \times \frac{1}{20} \times \sqrt{30} \times 3.6 \times 10^7 = 0.6 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

Karena $T_u \text{ min} < T_u \text{ ada}$ yaitu $0.6 \times 10^7 \text{ Nmm} < 2.6 \times 10^7 \text{ Nmm}$, maka Torsi harus diperhitungkan.

- Kontribusi beton dalam memikul beban T_u :

$$T_c = \frac{\sqrt{f_c'} \times \sum x^2 y}{15 \sqrt{1 + \left(0.4 \times \frac{V_u}{C_r \times T_u} \right)^2}} \times \left(1 + 0.3 \times \frac{N_u}{A_g} \right)$$

catatan : Nilai N_u sama dengan nol jika tidak memperhitungkan gaya aksial

Dimana :

$$C_r = \frac{bw \times d}{\sum x^2 y} = \frac{300 \times 380}{3.6 \times 10^7} = 0.0032$$

$$T_c = \frac{\sqrt{30} \times 3.6 \times 10^7}{15 \sqrt{1 + \left(0.4 \times \frac{77640}{0.0032 \times 2.6 \times 10^7} \right)^2}} = 12.3 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_u - \phi T_c}{\phi \times f_y \times \alpha_1 \times x_1 \times y_1}$$

decking = 20 mm

$$x_1 = 300 - (2 \times 20) = 260 \text{ mm}$$

$$y_1 = 400 - (2 \times 20) = 360 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{3} \times \left(2 + \frac{y_1}{x_1} \right) = \frac{1}{3} \times \left(2 + \frac{360}{260} \right) = 1.1 \leq 1.5$$

ambil $\alpha_1 = 1.1$

$$\frac{A_t}{S} = \frac{(2.6 \times 10^7) - (0.6 \times 12.3 \times 10^6)}{0.6 \times 400 \times 1.1 \times 260 \times 360} = 0.7 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

➤ Kontribusi beton dalam memikul beban V_u :

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{\sqrt{f_c'} \times bw \times d}{6 \sqrt{1 + \left(\frac{2.5 \times C_r \times T_u}{V_{u_d}} \right)^2}} \\ &= \frac{\sqrt{30} \times 300 \times 380}{6 \sqrt{1 + \left(\frac{2.5 \times 0.0032 \times 2.6 \times 10^7}{70738} \right)^2}} = 33570 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_{u_d} - \phi V_c}{\phi \times f_y \times d} = \frac{70738 - 0.6 \times 33570}{0.6 \times 400 \times 380} = 0.5 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

➤ Kombinasi Tulangan Sengkang Geser dan Torsi :

$$\begin{aligned} \frac{A_{vr}}{S} &= \left(\frac{2 \times A_t}{S} + \frac{A_v}{S} \right) \\ &= (2 \times 0.7 + 0.5) = 1.9 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\frac{bw}{3 f_y} = \frac{300}{3 \times 400} = 0.25 \text{ mm}$$

$$\frac{A_{vt}}{S} > \frac{bw}{3 f_y} \Rightarrow \frac{A_{vt}}{S} = 1.9 \text{ mm MENENTUKAN !!!!!}$$

Direncanakan menggunakan sengkang $\phi 10$

$$A_{vt} = \text{Luas satu kaki} = 78.5 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Luas dua kaki} = 78.5 \times 2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$S = A_{vt} / 2.9 = 157 / 1.9 = 82.6 \text{ mm} \approx 80 \text{ mm}$$

➤ Kontrol Smax :

$$S \leq \frac{x_1 + y_1}{4} \Rightarrow 80 \text{ mm} \leq \frac{260 + 360}{4} = 155 \text{ mm}$$

maka diambil $S = 80 \text{ mm}$

➤ Perhitungan Tulangan Torsi Memanjang :

Diambil nilai terbesar dari (SK-SNI T-15-1991/3.4.6.9.3)

$$\begin{aligned} A_{l1} &= \frac{2 \times A_t}{S} (x_1 + y_1) \\ &= 2 \times 0.7 \times (260 + 360) = 868 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{l2} &= \left(\frac{2.8 \times S \times b \times T_u}{f_y \left(T_u + \frac{V u_d}{3 \times C_r} \right)} - 2 \times A_t \right) \left(\frac{x_1 + y_1}{S} \right) \\ &= \left(\frac{2.8 \times 80 \times 300 \times 2.6 \times 10^7}{400 \left(2.6 \times 10^7 + \frac{70738}{3 \times 0.0032} \right)} - 2 \times (0.7 \times 80) \right) \left(\frac{260 + 360}{80} \right) \\ &= 146.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

A_l tidak perlu lebih besar dari :

$$A_l = \left(\frac{2.8 \times S \times b \times T_u}{f_y \left(T_u + \frac{V u_d}{3 \times C_r} \right)} - \left(\frac{bw \times S}{3 f_y} \right) \right) \left(\frac{x_1 + y_1}{S} \right)$$

$$= \left[\frac{2.8 \times 80 \times 300 \times 2.6 \times 10^7}{400 \left(2.6 \times 10^7 + \frac{70738}{3 \times 0.0032} \right)} - \left(\frac{300 \times 80}{3 \times 400} \right) \left(\frac{260 + 360}{80} \right) \right]$$

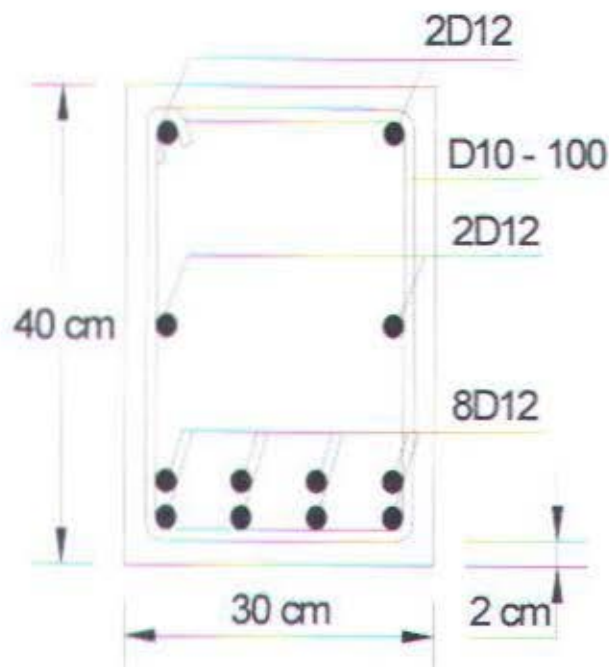
$$= 859.5 \text{ mm}^2$$

Karena $A_l > A_l \text{ max}$

$A_l \text{ max} = 859.5 \text{ mm}^2$ menentukan !

➤ Pemasangan Tulangan :

- Untuk tulangan arah longitudinal di pasang $\frac{1}{4} A_l$:
 $\frac{1}{4} \times 859.5 = 214.8 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{dipasang } 2D-12 = 226.1 \text{ mm}^2$
- Jarak antar tulangan memanjang $\leq 300 \text{ mm}$:
 $\{400 - (2 \times 20)\} / 300 = 1.2 \approx 2 \text{ baris}$
 Jadi $360 / 2 = 180 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}$ OK!
- Kombinasi tulangan lentur dan torsi untuk longitudinal bawah :
 $\text{Tul. Lentur} + \text{tul. Torsi} = 649 + 226.1 = 875 \text{ mm}^2$
 Jadi dipasang tulangan 8 D- 12 = 904.3 mm²



Tangga (1.5 m x 3.8 m) dengan h = 2 m

Beban – beban yang bekerja pada tangga :

$$\text{- berat sendiri bordes : } 1.5 \times 1 \times 0.15 \times 2400 = 540 \text{ kg}$$

$$\text{- berat sendiri tangga : } \frac{(3.8 - 1)}{\cos 32.74} \times 1.5 \times 0.22 \times 2400 = 2636.44 \text{ kg}$$

$$\text{beban mati} = 3176.44 \text{ kg}$$

Beban Ultimate :

$$W = 1.4 \times 3176.44 = 4447.1 \text{ kg}$$

Beban Ultimate yang harus dipikul oleh masing – masing titik angkat :

$$P = 4447.1 / 4 = 1111.75 \text{ kg}$$

Berdasarkan tabel Design Aid 11.2.3 hal 11 – 17 PCI Design Handbook, didapatkan data kabel untuk pengangkatan :

- Kabel Strand (Seven Wire) diameter $\frac{1}{2}$ in = 12.70 mm
- f_{pu} : 250 ksi = 1723.75 MPa (1 ksi = 6.895 MPa)
- A : $0.144 \text{ in}^2 = 92.9088 \text{ mm}^2$ (1 sq in = 645.2 sq mm)

Gaya yang harus dipikul oleh satu strand (satu titik angkat) :

$$F_{1strand} : A \times f_{pu} = 92.9088 \times 1723.75 = 16015.154 \text{ kg}$$

Beban ijin untuk satu strand :

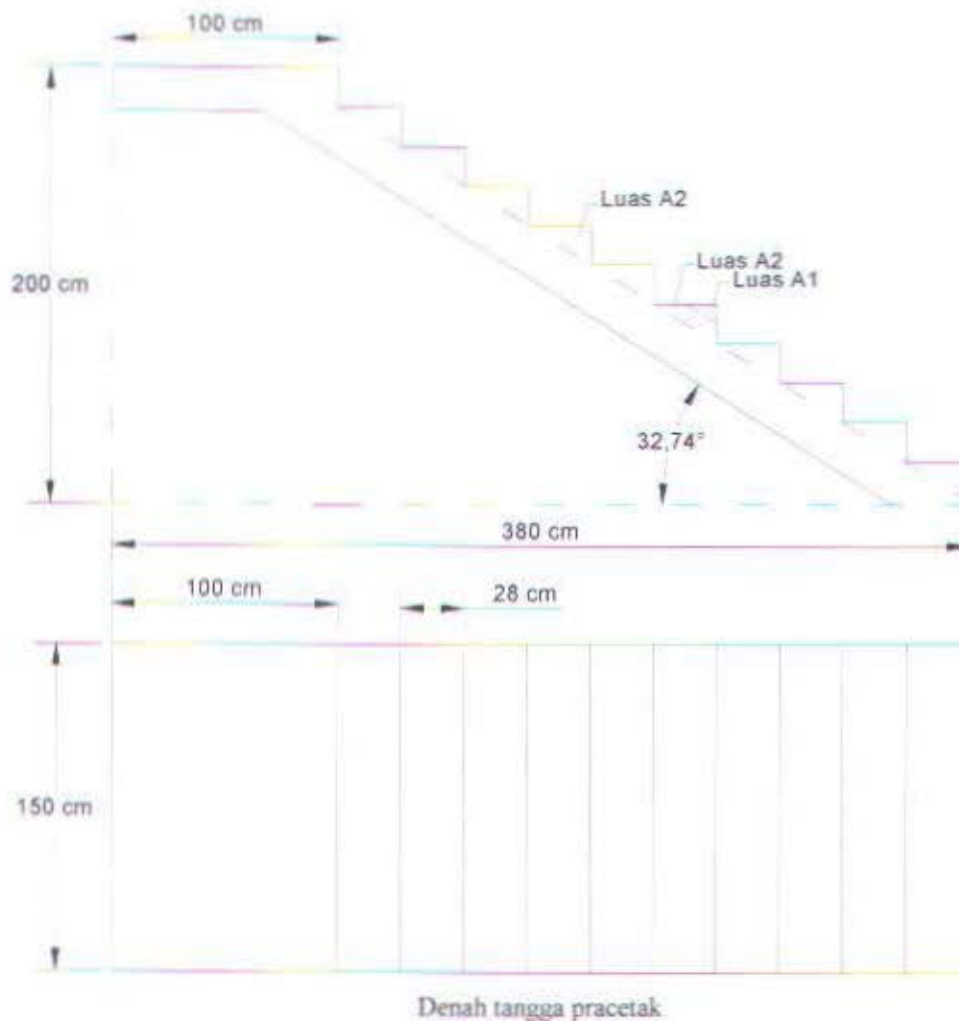
$$F_{ijin} : 16015.154 / 4 = 4003.789 \text{ kg}$$

$$P < F_{ijin} \rightarrow 1111.75 \text{ kg} < 4003.789 \text{ kg} \dots\dots\text{OK!}$$

Jadi, untuk titik angkat digunakan satu Seven Wire Strand $f_{pu} = 250 \text{ ksi}$ (1723.75 MPa) dengan diameter $\frac{1}{2}$ in (12.7 mm)

4.2.6 Pengangkatan Elemen Tangga

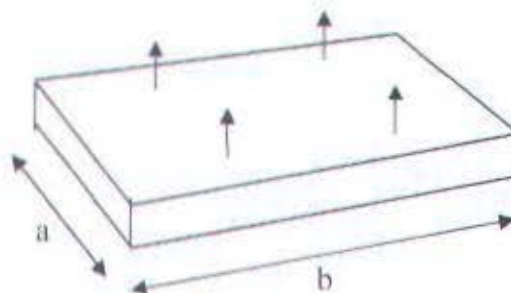
Elemen tangga diangkat dengan mengasumsikan elemen tangga sebagai pelat.



∴ elemen tangga direncanakan diangkat dengan metode two points pick up, letak titik angkat akibat beban mati ekuivalen tangga = $0.207 \times \text{panjang sisi}$.

Kontrol tegangan saat pengangkatan

- Lentur arah memanjang



4.3 PERENCANAAN BALOK ANAK

4.3.1 Data Perencanaan

f_c'	:	30 MPa
f_y	:	400 MPa
Dimensi	:	30 cm x 40 cm untuk bentang 4 m
	:	30 cm x 40 cm untuk bentang 4.5 m

4.3.2 Pembebanan Balok Anak

4.3.2.1 Tipe- tipe pembebanan

Beban-beban yang bekerja pada balok anak tersebut adalah berat sendiri balok anak tersebut dan semua beban merata pada pelat (termasuk berat sendiri pelat dan berat hidup merata di atasnya). Distribusi beban pada balok pendukung sedemikian rupa sehingga dapat dianggap sebagai beban segitiga pada lajur pendek dan beban trapezium pada lajur yang panjang. Beban-beban berbentuk trapezium maupun segitiga tersebut kemudian dirubah menjadi beban merata ekuivalen dengan menyamakan momen maksimum.

Beban ekuivalen tersebut digunakan sebagai beban merata pada balok anak maupun balok induk untuk perhitungan analisa struktur.

4.3.2.2 Pola pembebanan balok

Ada 2 macam pola pembebanan pada balok anak :

- Pola pembebanan sebelum komposit
- Pola pembebanan sesudah komposit

4.3.2.3 Perhitungan pembebanan balok Anak

Contoh perhitungan pada balok anak bentang 4.5 m :

Beban – beban yang bekerja :

1. Sebelum komposit

- Beban mati

$$\text{Berat balok anak} : 0.3 \times 0.27 \times 2400 = 180 \text{ kg/m}$$

Berat trapezium ekuivalen pelat ($q_d = 543 \text{ kg/m}^2$)

2. Sesudah komposit

➤ Beban mati

Berat trapezium ekuivalen pelat ($q_d = 543 \text{ kg/m}^2$)

Berat balok anak : $0.3 \times 0.4 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}$

Berat dinding bata : $4 \times 250 = 1000 \text{ kg/m}$

➤ Beban hidup

Berat trapezium ekuivalen pelat ($q_l = 250 \text{ kg/m}^2$)

Kombinasi pembebanan

1. Sebelum komposit

$$q_d = 180 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} q_{ekd} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q \times Lx \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{Lx}{Ly} \right)^2 \right) = 2 \times \frac{1}{2} \times 543 \times 4 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{400}{450} \right)^2 \right) \\ &= 1600 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_u &= 1.4D \\ &= 1.4 (180 + 1600) \\ &= 2492 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

2. Sesudah komposit

$$\begin{aligned} q_{ekd} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q \times Lx \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{Lx}{Ly} \right)^2 \right) = 2 \times \frac{1}{2} \times 543 \times 4 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{400}{450} \right)^2 \right) \\ &= 1600 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{ekl} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q \times Lx \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{Lx}{Ly} \right)^2 \right) = 2 \times \frac{1}{2} \times 250 \times 4 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{400}{450} \right)^2 \right) \\ &= 736.63 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_u &= 1.4D + 1.7L \\ &= 1.4 (1600 + 1000 + 288) + 1.7 (736.63) \\ &= 5295.5 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan gaya-gaya dalam yang terjadi pada balok anak dibedakan antara sebelum dan sesudah komposit. Setelah gaya-gaya dalam balok diketahui, selanjutnya akan dihitung kebutuhan penulangan balok baik sebelum maupun sesudah komposit. Pada akhirnya penulangan yang akan dipakai adalah penulangan yang membutuhkan jumlah yang lebih banyak dari dua keadaan ini.

4.3.3. Perhitungan gaya dalam balok anak pelat lantai :

- Bentang balok anak yaitu 4.5 m

1. Gaya Dalam Pada Balok Anak Sebelum Komposit ($Q_u = 2492 \text{ kg/m}$)

Pada contoh perhitungan kali ini, diasumsikan balok berada diatas dua tumpuan sederhana (sendi – rol). Dari perhitungan didapatkan :

$$V_{u\max} : \frac{1}{2} \times Q_u \times L = \frac{1}{2} \times 2492 \times 4.5 = 5607 \text{ kg}$$

$$M_{u\max} : \frac{1}{8} \times Q_u \times L^2 = \frac{1}{8} \times 2492 \times 4.5^2 = 6307.875 \text{ kgm}$$

2. Gaya Dalam Pada Balok Anak Sesudah Komposit ($Q_u = 5295.5 \text{ kg/m}$)

Dari perhitungan gaya dalam untuk kondisi balok anak sesudah komposit dengan menggunakan SAP v7.42 didapatkan :

$$M_{\text{tumpuan}} : 11279.87 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{lapangan}} : 7764.3 \text{ kgm}$$

$$V_u : 14421.51 \text{ kg}$$

4.3.4 Perhitungan penulangan pada balok anak

1. Balok Anak Sebelum Komposit ($M_u = 6307.875 \text{ kgm}$; $V_u = 5607 \text{ kg}$)

- Penulangan Lentur

$$\frac{M_u}{b \times d^2 \times f'_c} = \frac{6307.875 \times 10^4}{300 \times 201^2 \times 30} = 0.17$$

Dengan menggunakan tabel momen berfaktor penampang persegi ($A_s'/A_s = 0.5$), didapatkan $\omega = 0.234$

$$\rho = \omega \times f'_c / f_y = 0.234 \times 30 / 400 = 0.0175$$

$$\rho_b = \{0.85 \times f'_c \times \beta \times \{600/(600+f_y)\}\} / f_y$$

$$\rho_b = 0.0325$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \rho_b = 0.024$$

$$\rho_{\min} = 1.4 / f_y = 1.4 / 400 = 0.0035$$

$$\rho > \rho_{\min} \rightarrow \text{digunakan } \rho \text{ perlu}$$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0.0175 \times 300 \times 201 = 1055 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan rangkap :

$$A_s' : 3 \text{ D } 18 \text{ (} A_s = 763.02 \text{ mm}^2 \text{)}$$

$$A_s : 5 \text{ D } 18 \text{ (} A_s = 1271.7 \text{ mm}^2 \text{)}$$

- Penulangan Geser Balok

$$V_u : 56070 \text{ N}$$

$$V_n : \frac{V_u}{\phi} = \frac{56070}{0.6} = 93450 \text{ N}$$

$$V_c : \left(\frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b w x d \right) = \left(\frac{1}{6} \sqrt{30} \times 300 \times 201 \right) = 55046 \text{ N}$$

$$\phi V_c : 0.6 \times 55046 = 33027 \text{ N}$$

$$\phi V_c + \phi x \frac{1}{3} x \sqrt{f_c'} b w x d : 33027 + (0.6 \times \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 300 \times 201) = 99082.3 \text{ N}$$

$$\phi V_c + \min \phi V_s : 33027 + \left(0.6 \times \frac{1}{3} \times 300 \times 201 \right) = 45087 \text{ N}$$

$$\phi V_c + \min \phi V_s < V_u < \phi V_c + \phi x \frac{1}{3} x \sqrt{f_c'} b w x d$$

$$\phi V_s : V_u - \phi V_c = 23043 \text{ N}$$

Direncanakan menggunakan tulangan D₁₀ (A_s = 78.5 mm²)

$$S = \frac{\phi A_v \times f_y \times d}{\phi V_s} = \frac{0.6 \times 157 \times 400 \times 201}{23043} = 328.6 \text{ mm}$$

$$S = \frac{d}{2} = \frac{201}{2} = 105 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm}$$

Dipakai D₁₀ - 100

2. Balok Anak Sesudah Komposit

$$M_{\text{tumpuan}} : 11279.87 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{lapangan}} : 7764.3 \text{ kgm}$$

$$V_u : 14421.51 \text{ kg}$$

- Penulangan Lentur Tumpuan

$$\frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{11279.87 \times 10^4}{300 \times 351^2 \times 30} = 0.1$$

Dengan menggunakan tabel momen berfaktor penampang persegi ($A_s'/A_s = 0.5$), didapatkan $\omega = 0.138$

$$\rho = \omega \times f'c / f_y = 0.138 \times 30 / 400 = 0.01$$

$$\rho_b = \{0.85 \times f'c \times \beta \times \{600/(600+f_y)\}\} / f_y$$

$$\rho_b = 0.0325$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_b = 0.024$$

$$\rho_{min} = 1.4 / f_y = 1.4 / 400 = 0.0035$$

$\rho > \rho_{min} \rightarrow$ digunakan ρ perlu

$$A_s = \rho \times b \times d = 0.01 \times 300 \times 351 = 1053 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan :

$$A_s' : 3 \text{ D} - 18 \text{ (} A_s = 763.02 \text{ mm}^2 \text{)}$$

$$A_s : 5 \text{ D} - 18 \text{ (} A_s = 1271.7 \text{ mm}^2 \text{)}$$

• Penulangan Lentur Lapangan

$$\frac{Mu}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{7764.3 \times 10^4}{300 \times 351^2 \times 30} = 0.07$$

Dengan menggunakan tabel momen berfaktor penampang persegi ($A_s'/A_s = 0.5$), didapatkan $\omega = 0.097$

$$\rho = \omega \times f'c / f_y = 0.097 \times 30 / 400 = 0.0073$$

$\rho > \rho_{min} \rightarrow$ digunakan ρ perlu

$$A_s = \rho \times b \times d = 0.0073 \times 300 \times 351 = 766 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan :

$$A_s' : 2 \text{ D} - 18 \text{ (} A_s = 508.68 \text{ mm}^2 \text{)}$$

$$A_s : 4 \text{ D} - 18 \text{ (} A_s = 1017.36 \text{ mm}^2 \text{)}$$

• Penulangan Geser

$$V_u : 14421.5 \text{ kg} = 144215 \text{ N}$$

$$\phi V_c : 0.6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times w \times d = 0.6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 300 \times 353 = 58003.8 \text{ N}$$

$$\phi V_c + \phi x \frac{1}{3} x \sqrt{f_c'} x b w x d : 58003.8 + (0.6 x \frac{1}{3} x \sqrt{30} 300 x 353) = 174011.4 \text{ N}$$

$$\phi V_c + \min \phi V_s : 58003.8 + \left(0.6 x \frac{1}{3} x 300 x 353 \right) = 79183.8 \text{ N}$$

$$\phi V_c + \min \phi V_s < V_u < \phi V_c + \phi x \frac{1}{3} x \sqrt{f_c'} x b w x d$$

$$\phi V_s : V_u - \phi V_c = 86211.2 \text{ N}$$

Direncanakan menggunakan tulangan D_{10} ($A_s = 78.5 \text{ mm}^2$)

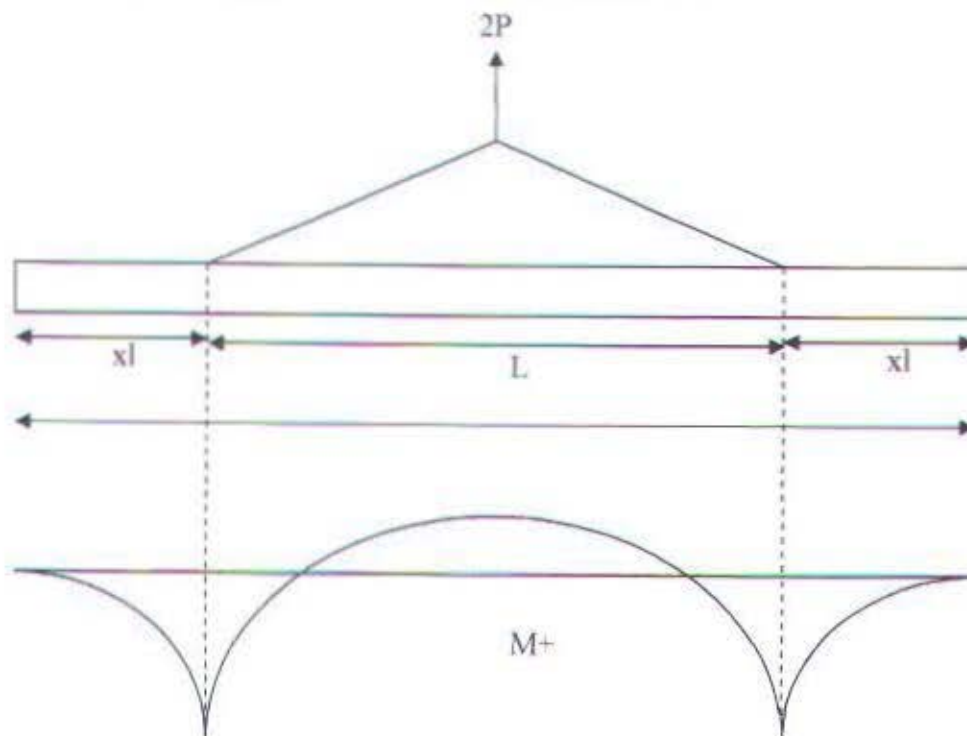
$$S = \frac{\phi A_v \times f_y \times d}{\phi V_s} = \frac{0.6 x 157 \times 400 \times 353}{86211.2} = 154 \text{ mm}$$

$$S = \frac{d}{2} = \frac{353}{2} = 176.5 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm}$$

Dipakai $D_{10} - 150$

4.3.5 Pengangkatan

Balok anak dibuat secara pracetak di pabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Tempat pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



M-

M-

Dimana :

$$+M = \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \tan \theta} \right)$$

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{L \tan \theta}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Y_b} \left(1 + \frac{4Y_c}{L \tan \theta} \right)} \right)}$$

Contoh Perhitungan :

Balok anak bentang 4,5 m dengan dimensi 30/40

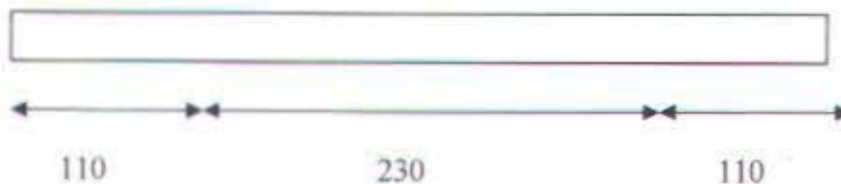
$$Y_t = Y_b = 13.5 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 30 \times 13.5^3 = 4882.8 \text{ cm}^4$$

$$Y_c = Y_t + 5 = 18.5 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 18.5}{450 \tan 45^\circ}}{2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{13.5}{13.5} \left(1 + \frac{4 \times 18.5}{450 \tan 45^\circ} \right)} \right)} = 0.24$$

$$X \cdot L : 0.24 \times 450 = 108 \text{ cm} \sim 110 \text{ cm}$$

*Beban balok anak :*

$$1. \text{ berat sendiri} = 0.3 \times 0.27 \times 2400 = 180 \text{ kg/m}$$

Momen yang terjadi :

- **Momen lapangan**

$$\begin{aligned}
 +M &= \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4X + \frac{4Yc}{L \lg \theta} \right) \\
 &= \frac{180 \times 4.5^2}{8} \left(1 - 4 \times 0.24 + \frac{4 \times 0.25}{4.5 \lg 45^\circ} \right) = 118.5 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$M_{\max} = 118.5 \text{ kgm}$$

Faktor pengali saat transportasi : 1.5

$$\text{Maka momen yang terjadi : } M_{\max} = 1.5 \times 118.5 = 177.75 \text{ kgm}$$

Tegangan yang terjadi :

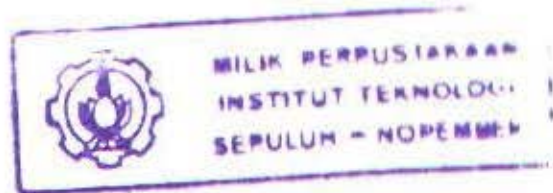
$$f = \frac{M}{Wt} = \frac{1777500}{\frac{1}{6} \times 300 \times 270^2} = 0.57 \text{ MPa} \leq f_r = 1.683 \text{ MPa}$$

• **Momen di tumpuan :**

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2} = \frac{180 \times 1.1^2}{2} = 108.9 \text{ kgm}$$

Tegangan yang terjadi :

$$f = \frac{M}{Wt} = \frac{1089000}{\frac{1}{6} \times 300 \times 270^2} = 0.35 \text{ MPa} \leq f_r = 1.683 \text{ MPa}$$



Balok anak dimensi 30/27 dengan bentang 4.5 m

Beban – beban yang bekerja pada tangga :

$$\text{- berat sendiri balok anak : } 0.3 \times 0.27 \times 2400 = 180 \text{ kg}$$

Beban Ultimate :

$$W = 1.4 \times 180 = 252 \text{ kg}$$

Beban Ultimate yang harus dipikul oleh masing – masing titik angkat :

$$P = 252 / 2 = 126 \text{ kg}$$

Berdasarkan tabel Design Aid 11.2.3 hal 11 – 17 PCI Design Handbook, didapatkan data kabel untuk pengangkatan :

- Kabel Strand (Seven Wire) diameter $\frac{1}{2}$ in = 12.70 mm
- f_{pu} : 250 ksi = 1723.75 MPa (1 ksi = 6.895 MPa)
- A : $0.144 \text{ in}^2 = 92.9088 \text{ mm}^2$ (1 sq in = 645.2 sq mm)

Gaya yang harus dipikul oleh satu strand (satu titik angkat) :

$$F_{1strand} : A \times f_{pu} = 92.9088 \times 1723.75 = 16015.154 \text{ kg}$$

Beban ijin untuk satu strand :

$$F_{ijin} : 16015.154 / 2 = 8007.577 \text{ kg}$$

$$P < F_{ijin} \rightarrow 126 \text{ kg} < 8007.577 \text{ kg} \dots\dots\text{OK!}$$

Jadi, untuk titik angkat digunakan satu Seven Wire Strand $f_{pu} = 250 \text{ ksi}$ (1723.75 MPa) dengan diameter $\frac{1}{2} \text{ in}$ (12.7 mm)

4.3.6 Lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang mempunyai kekakuan cukup untuk membatasi deformasi yang mungkin memperlemah kekakuan ataupun kemampuan kelayanan struktur pada beban kerja.

- Lendutan yang terjadi pada balok anak tidak perlu dihitung sebab pada waktu mendimensi balok, tebal balok telah memenuhi persyaratan tebal minimum pada tabel 3.2.5(2) SK SNI T-15-1991-03.

4.3.7 Kontrol Retak

Lebar retak diperhitungkan jika tulangan yang digunakan memakai $f_y > 413.7 \text{ MPa}$ (Chu Kia Wang / Salmon). Tulangan yang dipakai pada perencanaan ini adalah U_{37} ($f_y = 370 \text{ MPa} < 413.7 \text{ MPa}$) sehingga tidak perlu diperiksa terhadap retak.

BAB V

DESAIN STRUKTUR UTAMA

BAB V

DESAIN STRUKTUR UTAMA

5.1 ANALISA STRUKTUR UTAMA

5.1.1 Umum

Struktur utama adalah komponen utama dari struktur bangunan yang berfungsi menahan pembebanan yang berasal dari beban hidup ataupun beban mati. Struktur utama disamping mampu menahan beban gravitasi juga direncanakan mampu menahan beban lateral berupa beban gempa dan angin.

5.1.2 Permodelan Struktur

Perencanaan gedung perkantoran ini memodelkan struktur sebagai *Moment Resisting Frame System (MRF)*, yaitu dimana beban gravitasi dan beban lateral dipikul sepenuhnya oleh frame. Permodelan struktur ini mengambil permodelan yang disyaratkan dalam peraturan UBC 1997.

5.1.3 Data-data Perancangan

Perencanaan gedung ARTHA GRAHA ini berdasarkan data – data :

- | | |
|--------------------------|-----------------|
| 1. Mutu beton (f_c') | = 30 MPa |
| 2. Mutu baja tulangan | = 400 MPa |
| 3. Jumlah lantai | = 9 + atap |
| 4. Tinggi lantai dasar | = 4 m |
| 5. Tinggi bangunan | = 35,5 m |
| 6. Ukuran bangunan | = 57 m x 32 m |
| 7. Dimensi kolom | = 70 cm x 70 cm |
| 8. Dimensi balok induk | = 40 cm x 60 cm |
| 9. Dimensi balok anak | = 30 cm x 40 cm |
| 10. Wilayah gempa | = Zone 2 |
| 11. Tipe tanah | = Sd |

5.1.4 Perhitungan Pembebanan Vertikal

Pembebanan gravitasi dari pelat akan dihitung menggunakan metode *Tributary Area*. Hasil perhitungan tersebut akan dibebankan secara merata pada frame, sedangkan untuk berat sendiri dari balok dan kolom akan diperhitungkan lewat program Analisa Struktur.

Perhitungan Pembebanan Pelat

Dari perhitungan pembebanan pelat pada bab sebelumnya didapatkan :

1. Beban pelat lantai

- Beban mati $q = 543 \text{ kg/m}^2$
- Beban hidup $q = 250 \text{ kg/m}^2$

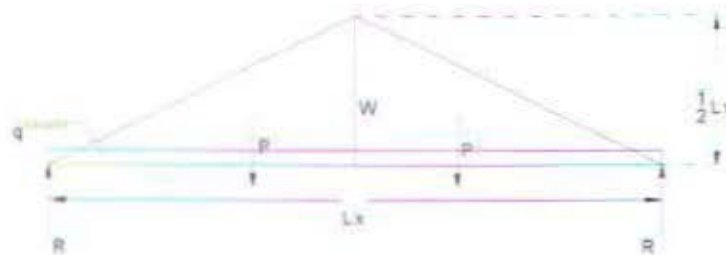
2. Beban pelat atap

- Beban mati $q = 499 \text{ kg/m}^2$
- Beban hidup $q = 100 \text{ kg/m}^2$

Pembebanan Tributary Area

Letak lokasi pembebanan Tributary Area.

1. **Beban ekuivalen segitiga**



Beban segitiga

$$W = \frac{1}{2} \times q \times Lx$$

$$R = P_1 = P_2$$

$$R = \frac{1}{2} \times \left(\frac{1}{2} \times Lx \right) \times W$$

$$R = \frac{1}{8} \times q \times Lx^2$$

$$M_{\max} = (R \times \frac{1}{2} Lx) - (P \times \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} Lx)$$

$$M_{\max} = R \times (\frac{1}{3} Lx) = \frac{1}{24} \times q \times Lx^3$$

$$M_{eq} = \frac{1}{8} \times q_{ok} \times Lx^2$$

$$M_{\max} = M_{eq}$$

$$\frac{1}{24} \times q \times Lx^3 = \frac{1}{8} \times q_{ek} \times Lx^2$$

$$q_{ek} = \frac{1}{3} \times q \times Lx$$

2. Beban ekivalen dua segitiga



Beban Dua Segitiga

$$W : \frac{1}{2} \times q \times Lx$$

$$P_1 : P_2$$

$$R : P_1 + P_2$$

$$R : \left\{ \frac{1}{2} \times \left(\frac{1}{2} \times Lx \right) \times W \right\} \times 2$$

$$R : \frac{1}{4} \times q \times Lx^2$$

$$M_{max} : \{ R \times Lx \} - \{ P_1 \times (Lx - \frac{1}{3} Lx) \} - \{ P_2 \times \frac{1}{3} Lx \}$$

$$M_{max} : (P_1 \times Lx) + (P_2 \times Lx) - (P_1 \times Lx) + \frac{1}{3} (P_1 \times Lx) - \frac{1}{3} (P_2 \times Lx)$$

$$M_{max} : \frac{1}{3} (P_1 \times Lx) + \frac{2}{3} (P_2 \times Lx)$$

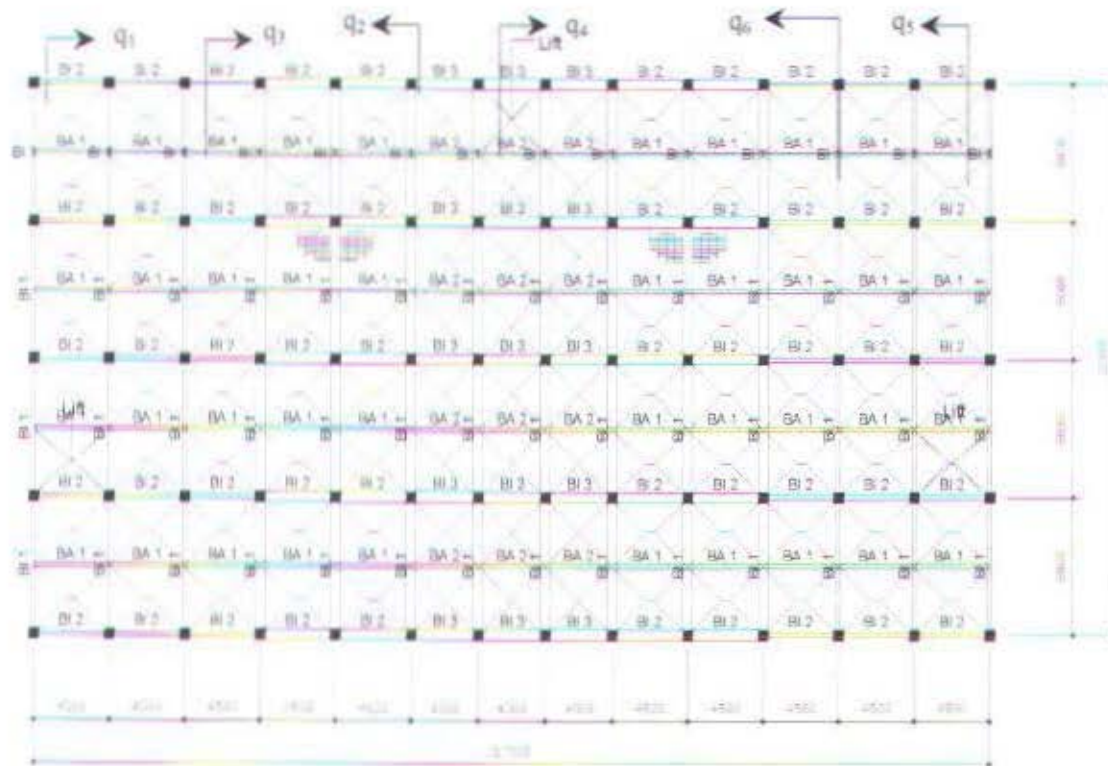
$$M_{max} : Lx \left(\frac{1}{3} P_1 + \frac{2}{3} P_2 \right) = Lx \left\{ \frac{1}{3} \left(\frac{1}{8} q \times Lx^2 \right) + \frac{2}{3} \left(\frac{1}{8} q \times Lx^2 \right) \right\}$$

$$M_{eq} : \frac{1}{8} \times q_{ek} \times (2Lx)^2 = \frac{1}{2} \times q_{ek} \times Lx^2$$

$$M_{max} = M_{eq}$$

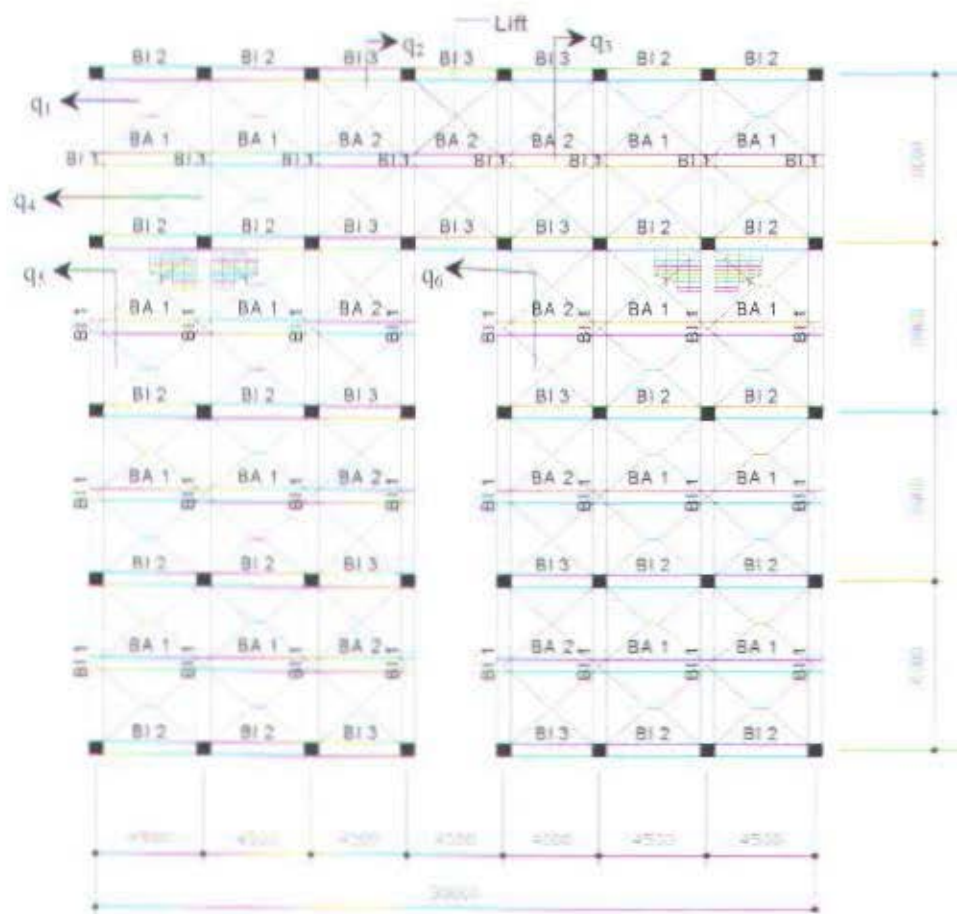
$$\frac{1}{8} \times q \times Lx^3 = \frac{1}{2} \times q_{ek} \times Lx^2$$

$$q_{ek} = \frac{1}{4} \times q \times Lx$$



DENAH PEMBALOKAN LANTAI 2, 3, 4

Skala 1 : 300



DENAH PEMBALOKAN LANTAI 5 s/d 10

Skala 1 : 300

Lokasi Pembebanan	Jenis Pembebanan	q ekuivalen (kg/m)
Atap	Mati	$q_1 = 738.52$
		$q_2 = 658.68$
		$q_3 = 1477.04$
		$q_4 = 1330.67$
		$q_5 = 499$
		$q_6 = 998$
	Hidup	$q_1 = 148$
		$q_2 = 133.3$
		$q_3 = 296$
		$q_4 = 256.6$
		$q_5 = 100$
		$q_6 = 200$
Lantai 1 - 9	Mati	$q_1 = 803.64$
		$q_2 = 724$
		$q_3 = 1607.28$
		$q_4 = 1448$
		$q_5 = 543$
		$q_6 = 1086$
	Hidup	$q_1 = 370$
		$q_2 = 333.3$
		$q_3 = 740$
		$q_4 = 666.6$
		$q_5 = 250$
		$q_6 = 500$

5.1.5 Perhitungan Beban Lateral Akibat Beban Gempa

5.1.5.1 Perhitungan berat total bangunan

Berat lantai 10 (atap).

Beban mati

$$\text{Pelat} : [(30 \times 32) - (4 \times 24)] \times 2400 \times 0,13 = 311040 \text{ kg}$$

$$\text{Balok induk} : 394 \times 2400 \times (0,60 - 0,13) \times 0,40 = 170208 \text{ kg}$$

$$\text{Balok anak} : (0,4 - 0,13) \times 2400 \times 0,3 \times 108 = 19440 \text{ kg}$$

$$\text{Kolom} : 40 \times 0,7 \times 0,7 \times 1,75 \times 2400 = 60480 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Aspal (t = 2 cm)} &: 0,02 \times [(30 \times 32) - (4 \times 24)] \times 14 &= 241.92 \text{ kg} \\
 \text{Spesi penutup} &: [(30 \times 32) - (4 \times 24)] \times 24 \times 0.03 &= 622.08 \text{ kg} \\
 \text{Tangga} &&= 7932.87 \text{ kg} \\
 \text{Ducting AC + pipa} &: [(30 \times 32) - (4 \times 24)] \times 30 &= 25920 \text{ kg} \\
 &&\mathbf{595884.87 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$

Beban hidup

$$\begin{aligned}
 \text{Beban air hujan} &: [(30 \times 32) - (4 \times 24)] \times 30 &= 12960 \text{ kg} \\
 \text{Beban hidup} &: [(30 \times 32) - (4 \times 24)] \times 100 &= 43200 \text{ kg} \\
 &&\mathbf{56160 \text{ kg}} \\
 \text{Total berat atap} &&= 652044.87 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Berat lantai 5-9Beban mati

$$\begin{aligned}
 \text{Pelat} &: [(30 \times 32) - (4 \times 24)] \times 2400 \times 0,13 &= 311040 \text{ kg} \\
 \text{Balok induk} &: [394 \times 2400 \times (0,60 - 0,13) \times 0,40] &= 170208 \text{ kg} \\
 \text{Balok anak} &: 108 \times 2400 \times (0,4 - 0,13) \times 0,3 &= 19440 \text{ kg} \\
 \text{Kolom} &: 40 \times 0,7 \times 0,7 \times 3,5 \times 2400 &= 120960 \text{ kg} \\
 \text{Spesi penutup} &: [(30 \times 32) - (4 \times 24)] \times 24 \times 0.03 &= 622.08 \text{ kg} \\
 \text{Tangga} &&= 7932.87 \text{ kg} \\
 \text{Ducting AC + pipa} &: [(30 \times 32) - (4 \times 24)] \times 30 &= 25920 \text{ kg} \\
 &&\mathbf{656122.95 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup} &: [(30 \times 32) - (4 \times 24)] \times 250 &= 108000 \text{ kg} \\
 \text{Total berat lantai 5-9} &= 5 \times (656122.95 + 108000) &= 3820614.75 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Berat lantai 2 - 4Beban mati

$$\begin{aligned}
 \text{Pelat} &: 57 \times 32 \times 2400 \times 0.13 &= 656640 \text{ kg} \\
 \text{Balok induk} &: [733 \times 2400 \times (0.6-0.13) \times 0.4] &= 316656 \text{ kg} \\
 \text{Balok anak} &: 228 \times 2400 \times (0.4-0.13) \times 0.3 &= 41040 \text{ kg} \\
 \text{Kolom} &: 70 \times 0.7 \times 0.7 \times 3.5 \times 2400 &= 211680 \text{ kg} \\
 \text{Spesi penutup} &: 57 \times 32 \times 24 &= 43776 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Tangga	= 7932.7 kg
Ducting AC + pipa : 57 x 32 x 30	= 54720 kg
	<u>1332444.7 kg</u>

Beban hidup

Beban hidup : 57 x 32 x 250	= 228000 kg
Total beban lantai 2 – 4 : 3 x [228000 + 1332444.7]	= 4681334.1 kg

Berat lantai 1Beban mati

Pelat : 1344 x 2400 x 0.13	= 483840 kg
Balok induk : [558 x 2400 x (0.6-0.13) x 0.4]	= 241056 kg
Balok anak : 168 x 2400 x (0.4-0.13) x 0.3	= 3240 kg
Kolom : 70 x 0.7 x 0.7 x 2400 x 3.75	= 226800 kg
Spesi penutup : 1344 x 24 x 0.03	= 967.68 kg
Tangga	= 7932.7 kg
Ducting AC + pipa : 1344 x 30	= 40320 kg
	<u>1031156.38 kg</u>

Beban hidup

Beban hidup : 1344 x 250	= 168000 kg
Total beban lantai 1	= 1199156.38 kg

Total beban lantai 1 – 10	= 10353150.1 kg
---------------------------	-----------------

5.1.5.2 Perhitungan gaya geser dasar

Untuk perencanaan gaya gempa dipergunakan peraturan UBC 1997, termasuk didalamnya menghitung gaya geser dasar. Dalam section 1630.2.1 UBC 1997 geser dapat dihitung sebagai berikut :

$$V = \frac{C_v I}{R.T} W \dots \dots \dots \text{Pers.(30-4)}$$

tidak boleh lebih dari

$$V = \frac{2,5 \cdot C_a \cdot I}{R} W \dots \text{Pers.(30-5)}$$

tidak boleh kurang dari

$$V = 0,11 \cdot C_a \cdot I W \dots \text{Pers.(30-6)}$$

- Periode dasar struktur (T)

Perhitungan T dengan Metode A (Section 1630.2.2 UBC 1997) :

$$T = C_1 \cdot (h_n)^{3/4} \dots \text{Pers.(30-8)}$$

dimana $C_1 = 0,0731$

$$T = 0,0731 \cdot (35,5)^{3/4} = 1,06 \text{ detik}$$

- Sistem Dasar Struktur :

$$\text{IMRF} \rightarrow R = 5,5 ; \Omega_0 = 2,8 \dots \text{Tabel 16-N UBC 1997}$$

- Zona 2B $\rightarrow Z = 0,2 \dots \text{Tabel 16-I UBC 1997}$

- Zona II dan Tipe tanah Sd $\rightarrow C_v = 0,4 \dots \text{Tabel 16-R UBC 1997}$

- Zona II dan Tipe tanah Sd $\rightarrow C_a = 0,28 \dots \text{Tabel 16-Q UBC 1997}$

- Perkantoran (fasilitas umum) $\rightarrow I = 1,0 \dots \text{Tabel 16-K UBC 1997}$

Dari data-data diatas dapat dihitung besarnya gaya geser dasar :

$$V : 1345699,398 \text{ kg}$$

5.1.5.3 Penyebaran geser secara vertical

Gaya geser yang telah didapatkan pada perhitungan diatas, akan didistribusikan secara vertical ke masing-masing lantai. Penyebaran gaya lateral dilakukan sesuai section 1630.5 UBC 1997 dengan perumusan sebagai berikut :

Menghitung gaya gempa yang diterima tiap lantai :

$$F_x = \frac{(V - F_1) \cdot w_x \cdot h_x}{\sum w_i h_i} \dots \text{Pers.(30-15)}$$

dimana :

V = gaya geser dasar

F_1 = gaya gempa pada puncak struktur

$$= 0,07 \cdot T \cdot V$$

$$= 0,07 \times 1,06 \times 1345699,398 = 99850,9 \text{ kg}$$

w_x = berat struktur per tingkat

h_x = tinggi lantai

Tabel 5.2 Gaya lateral tiap tingkat

Lantai	W_i (kg)	H_i (m)	$W_i \times H_i$	F_i (kg)
10	538768.2	35.5	19126271.1	172912.12
9	794666.6	32	25429331.2	190583.02
8	803156	28.5	22889946	171551.32
7	803156	25	20078900	150483.61
6	803156	21.5	17267854	129415.91
5	803156	18	14456808	108348.2
4	1540931	14.5	22343499.5	167455.91
3	1576964	11	17346604	130006.14
2	1561014	7.5	11707605	87743.98
1	1198308	4	4793232	37199.11
			175440051	

5.1.6 Perhitungan Beban Lateral Akibat Beban Angin

Beban angin dihitung berdasarkan PPIUG 1983

➤ Data :

Besarnya beban angin rencana 40 kg/m^2

Koefisien tiup = 0.9

Koefisien hisap = 0.4

Lantai 1

➤ Beban angin dari arah memanjang :

- Portal memanjang tepi

* Tekanan tiup : $0.9 \times 40 \times 4 = 144 \text{ kg/m}$

* Tekanan hisap : $-0.4 \times 40 \times 4 = -64 \text{ kg/m}$

- Portal memanjang tengah

* Tekanan tiup : $0.9 \times 40 \times 8 = 288 \text{ kg/m}$

* Tekanan hisap : $-0.4 \times 40 \times 8 = -128 \text{ kg/m}$

➤ Beban angin dari arah melintang



- Portal melintang tepi
 - * Tekanan tiup : $0.9 \times 40 \times 2.25 = 81 \text{ kg/m}$
 - * Tekanan hisap : $-0.4 \times 40 \times 2.25 = -36 \text{ kg/m}$
- Portal melintang tengah
 - * Tekanan tiup : $0.9 \times 40 \times 4.5 = 162 \text{ kg/m}$
 - * Tekanan hisap : $-0.4 \times 40 \times 4.5 = -72 \text{ kg/m}$

Lantai 5 - 10

- Beban angin dari arah memanjang
 - Portal memanjang tepi
 - * Tekanan tiup : $0.9 \times 40 \times 4 = 144 \text{ kg/m}$
 - * Tekanan hisap : $-0.4 \times 40 \times 4 = -64 \text{ kg/m}$
 - Portal memanjang tengah
 - * Tekanan tiup : $0.9 \times 40 \times 8 = 288 \text{ kg/m}$
 - * Tekanan hisap : $-0.4 \times 40 \times 8 = -128 \text{ kg/m}$
- Beban angin dari arah melintang
 - Portal melintang tepi
 - * Tekanan tiup : $0.9 \times 40 \times 2.25 = 81 \text{ kg/m}$
 - * Tekanan hisap : $-0.4 \times 40 \times 2.25 = -36 \text{ kg/m}$
 - Portal melintang tengah :
 - * Tekanan tiup : $0.9 \times 40 \times 4.5 = 162 \text{ kg/m}$
 - * Tekanan hisap : $-0.4 \times 40 \times 4.5 = -72 \text{ kg/m}$

5.1.7 Perhitungan Gaya Dalam

Sistem struktur dimodelkan sebagai *Moment Resisting Frame Sistem* dengan perletakan jepit sebagai dasar kolom.

Struktur utama dianalisa dengan bantuan program ETABS v8.08. Analisa dinamis dilakukan dengan kombinasi-kombinasi pembebanan yang disyaratkan dalam UBC 1997.

Untuk menyalurkan gaya lateral supaya dapat diterima oleh komponen struktur penahan gaya lateral, maka lantai dimodelkan sebagai diafragma yang kaku (*rigid floor diaphragm*).

Adapun kombinasi pembebanan yang disyaratkan oleh UBC 1997 adalah sebagai berikut :

- $U = 1.4D + 1.7L$
- $U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.7W)$
- $U = 0.9D + 1.3W$
- $U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.87E)$
- $U = 0.9D + 1.43E$

Untuk beban gempa (E) ditentukan sesuai dengan UBC 1997 section 1630.1.1 yaitu:

- untuk kombinasi biasa

$$E = \rho \cdot E_h + E_v$$

dimana : ρ = Reliability / Redundancy Factor dengan nilai

$$1 < \rho = 2 - \frac{20}{r_{\max} \cdot \sqrt{Ab}} < 1,25 \text{ untuk dual sistem}$$

$$< 1,5 \text{ untuk sistem struktur lain}$$

dan untuk struktur pada zone gempa 0, 1, dan 2, menurut section 1630.1.1 UBC 1997 maka diambil $\rho = 1$

$$\begin{aligned} E_v &= 0,5 \cdot C_a \cdot I \cdot D \\ &= 0,5 \times 0,28 \times 1 \times D = 0,14 D \end{aligned}$$

$$E = E_h + 0,14 D$$

Setelah didapatkan nilai-nilai E seperti diatas maka kombinasi pembebanan menjadi sebagai berikut :

1. $1.4 D + 1.7 L$
2. $1,05 D + 1.275 L + 1.275 W$
3. $0.9 D + 1,3 W$
4. $1,25 D + 1.275 L + 1,4025 E$
5. $1,1002 D + 1,43 E$

5.1.8 Kontrol Periode (T) Berdasarkan Metode B

Periode yang didapatkan pertama kali dari perumusan :

$$T = C_t \cdot (h_n)^{3/4}$$

selanjutnya harus ditinjau dengan Metode B dengan perumusan :

$$T = 2\pi \sqrt{\left(\sum_{i=1}^n w_i \cdot \delta_i^2 \right) + \left(g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot \delta_i \right)} \dots \dots \dots \text{Pers.(30-10)}$$

dimana : w_i = berat struktur pada lantai i

δ_i = defleksi elastis pada lantai i

g = percepatan gravitasi

f_i = gaya gempa pada lantai i

Tabel 5.4 Kontrol periode dengan Metode B

Lantai	δ_i	W_i	F_i	$W_i \cdot \delta_i^2$	$F_i \cdot \delta_i$
10	0.000858	538768.2	172912.1	0.396622	148.3586
9	0.001478	794666.6	190583	1.735936	281.6817
8	0.002107	803156	171551.3	3.56557	361.4586
7	0.002659	803156	150483.6	5.678539	400.1359
6	0.003079	803156	129415.9	7.614112	398.4316
5	0.003017	803156	108348.2	7.310558	326.8865
4	0.002127	1540931	167455.9	6.971371	356.1787
3	0.002341	1576964	130006.1	8.642206	304.3444
2	0.002509	1561014	87743.98	9.82671	220.1496
1	0.001955	1198308	37199.11	4.579963	72.72426
				56.32159	2870.39

$$T = 2 \times 3,14 \sqrt{(56.32159) + (9,8 \times 2870.39)} = 0.28 \text{ detik}$$

Hasil Metode A $\rightarrow T = 1,06$ detik

$$T + 0,4 T = 1,484 \text{ detik}$$

Hasil Metode B $\rightarrow T = 0,28$ detik **OK !**

5.1.9 Kontrol Drift Tingkat

Kontrol drift pada perancangan ini menggunakan data *displacement* dari analisa struktur yang telah dilakukan.

Perumusan drift pada setiap tingkat :

$$\Delta_M = 0,7 \cdot R \cdot \Delta_s \dots \dots \dots \text{Pers.(30-17)}$$

nilai $R = 5,5$ untuk *Concrete Intermediate Moment-Resisting Frame*

untuk struktur dengan periode $T < 0,7$ detik batasan yang diberikan section 1630.10.2 UBC 1997 adalah $\Delta_M \leq 0,025 h_x$

$$\leq 0,025 \times 3500 \text{ mm}$$

$$\leq 87,5 \text{ mm}$$

Contoh perhitungan lantai 10 :

$$\Delta_s = 0.000858$$

$$\Delta_M = 0,7 \cdot R \cdot \Delta_s = 0,7 \times 5,5 \times 0.000858 = 0,0033$$

Tabel 5.5 Kontrol drift

Lantai	Δ_s (m)	Δ_M (m)	Batas (m)	Ket
10	0.000858	0.0033	0.0875	OK
9	0.001478	0.00569	0.0875	OK
8	0.002107	0.00811	0.0875	OK
7	0.002659	0.01024	0.0875	OK
6	0.003079	0.01185	0.0875	OK
5	0.003017	0.01162	0.0875	OK
4	0.002127	0.00819	0.0875	OK
3	0.002341	0.00901	0.0875	OK
2	0.002509	0.00966	0.0875	OK
1	0.001955	0.00753	0.0875	OK

5.1.10 Kontrol Pengaruh P- Δ Effect

Pengaruh P- Δ yang disebabkan oleh gaya gempa dalam perencanaan struktur tahan gempa harus diperhitungkan dalam penilaian stabilitas seluruh struktur frame dan harus dihitung dengan gaya yang menghasilkan displacement (ΔS). Namun berdasarkan section 1630.1.3 UBC 1997 pengaruh P- Δ dapat diabaikan jika ratio dari secondary moment terhadap primary moment tidak lebih dari 0,10. Besarnya koefisien stabilitas (θ) secara matematis dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$\theta = \frac{w_i \cdot \Delta S}{V_x \cdot h_i}$$

dimana :

w_i = beban gravitasi total tak terfaktor pada level x

Δs = drift lantai

V_x = gaya geser level x dan $x+1$

h_i = tinggi tingkat i

Tabel 5.6 Kontrol Koefisien Stabilitas

Lantai	Δs (m)	W_i (kg)	V_i	H_i (m)	θ
10	0.000858	538768.2	172912.12	3.5	8E-05
9	0.001478	794666.6	363495.14	3.5	0.0009
8	0.002107	803156	535046.46	3.5	0.0009
7	0.002659	803156	685530.07	3.5	0.0009
6	0.003079	803156	814945.98	3.5	0.0009
5	0.003017	803156	923294.18	3.5	0.0007
4	0.002127	1540931	1090750.09	3.5	0.0009
3	0.002341	1576964	1220756.23	3.5	0.0009
2	0.002509	1561014	1308500.21	3.5	0.0009
1	0.001955	1198308	1345699.32	4	0.0004

Dari tabel di atas terlihat bahwa nilai koefisien stabilitas (θ) pada setiap lantai $< 0,10$ sehingga pengaruh dari P- Δ effect tidak perlu diperhitungkan.

5.2 PENULANGAN STRUKTUR UTAMA

5.2.1 Penulangan Balok Induk

Perancangan struktur utama dapat dilakukan setelah mendapatkan gaya-gaya dalam yang terjadi pada struktur utama hasil dari analisa menggunakan software analisa struktur. Perhitungan penulangan struktur utama akan menggunakan peraturan SKSNI T-15-1991-03 serta peraturan lainnya yang menunjang.

Perencanaan tulangan balok induk dihitung dalam dua kondisi. Kondisi yang pertama adalah kondisi pada saat balok belum berkomposit dengan elemen struktur yang lain, dan keadaan yang kedua adalah pada saat balok telah berkomposit. Dari dua keadaan ini akan dihitung tulangan yang lebih kritis untuk digunakan.

Data-data perancangan :

- Mutu beton (f_c') : 30 MPa

- Mutu baja (f_y) : 400 MPa
- Dimensi balok : 40/60

5.2.1.1 Penulangan lentur balok induk

Penulangan lentur sebelum komposit

Balok precast pada saat sebelum komposit dihitung sebagai balok sederhana pada tumpuan dua sendi.

Pembebanan pada balok induk sebelum komposit konsepnya sama dengan pembebanan balok induk sesudah komposit, namun beban yang dihitung hanyalah pembebanan yang berasal dari balok anak dan berat balok itu sendiri.

Persyaratan tulangan

- Rasio tulangan balance

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} \quad \beta_1 = 0,85 \text{ untuk } 0 < f_c' < 30 \text{ Mpa}$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85 \left(\frac{600}{600 + 400} \right)}{400} = 0,0325$$

- Rasio tulangan maksimum

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,0325 = 0,024$$

- Rasio tulangan minimum

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

- Rasio antara baja dan beton

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,6$$

Penulangan lentur sebelum komposit

Contoh perhitungan :

Balok Induk 40 / 47 sebelum komposit bentang 8 m pada lantai 1

Perhitungan pembebanan

- ❖ Beban mati ($q_{\text{pelat}} : 543 \text{ kg/m}^2$) \rightarrow pelat ukuran 4 m x 4.5 m
 - a. Beban akibat balok anak (pelat trapezium)

$$- P_{\text{pelat}} = \{0.5 \times (0.5 + 4.5) \times 2\} \times 543 \times 2 = 5430 \text{ kg}$$

$$- P_{\text{anak}} = 0.3 \times 0.27 \times 4.5 \times 2400 = 874.8 \text{ kg} +$$

$$= 6304.8 \text{ kg}$$

$$\text{b. Berat b. induk : } 0.4 \times 0.47 \times 2400 = 451.2 \text{ kg/m}$$

c. Beban akibat pelat (dua segitiga)

$$- \frac{1}{4} \times 543 \times 4 \times 2 = 1086 \text{ kg/m}$$

$$\rightarrow \text{Beban mati merata (Q}_D) = 451.2 + 1086 = 1537.2 \text{ kg/m}$$

$$\rightarrow \text{Beban mati terpusat (P}_D) = 6304 \text{ kg}$$

❖ Beban hidup ($q_{\text{pelat}} : 250 \text{ kg/m}^2$) \rightarrow pelat ukuran 4 m x 4.5 m

a. Beban akibat balok anak (pelat trapezium)

$$- P_{\text{pelat}} = \{0.5 \times (0.5 + 4.5) \times 2\} \times 250 \times 2 = 2500 \text{ kg}$$

b. Beban akibat pelat (dua segitiga)

$$- \frac{1}{4} \times 250 \times 4 \times 2 = 500 \text{ kg/m}$$

$$\rightarrow \text{Beban hidup merata (Q}_L) = 500 \text{ kg/m}$$

$$\rightarrow \text{Beban hidup terpusat (P}_L) = 2500 \text{ kg}$$

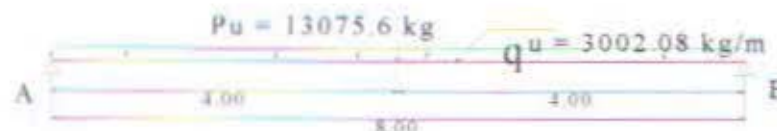
❖ Beban Ultimate

$$Q_u = 1.4 Q_D + 1.7 \times Q_L = 1.4 \times 1537.2 + 1.7 \times 500 = 3002.08 \text{ kg/m}$$

$$P_u = 1.4 P_D + 1.7 \times P_L = 1.4 \times 6304 + 1.7 \times 2500 = 13075.6 \text{ kg}$$

$$M_u = (\frac{1}{8} \times Q_u \times L^2) + (\frac{1}{4} \times P_u \times L) = 50167.84 \text{ kgm}$$

Dari perhitungan diatas didapatkan



Pembebanan Sebelum Komposit

Direncanakan menggunakan tulangan D 32

$$b : 400 \text{ mm}$$

$$d_x : 600 - 130 - 40 - \frac{1}{2} \cdot 32 = 414 \text{ mm}$$

$$M_u : 50167.84 \text{ kgm} = 50.167 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

Dengan menggunakan Tabel Grafik dan Diagram Interaksi untuk Momen Berfaktor Penampang Persegi ($A_s'/A_s = 0.5$);

$$\frac{\phi Mn}{b \times d^2 \times f_c} = \frac{50.167 \times 10^7}{400 \times 414^2 \times 30} = 0.24 \quad \longrightarrow \omega = 0.332 \quad \longrightarrow$$

$$\rho = 0.332 \times 30 / 400$$

$$\rho = 0.024$$

$$As = 0.024 \times 400 \times 414 = 3974.4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan 5 D 32} \longrightarrow As = 4019.2 \text{ mm}^2$$

$$\text{Daerah tekan dipasang tulangan 3 D 32} \longrightarrow As' = 2411.52 \text{ mm}^2$$

Penulangan lentur setelah komposit

Contoh perhitungan :

Dimensi balok induk 40/60 cm pada lantai 1

Bentang balok induk = 8 m

Dari hasil analisa struktur dengan software ETABS didapatkan nilai momen sebagai berikut :

$$M_{\text{tumpuan}} = -37058.7 \text{ kgm} = -3.7 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

$$M_{\text{lapangan}} = 23302.65 \text{ kgm} = 2.33 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

Pada tumpuan → balok dianggap persegi

- Tulangan tumpuan atas*

direncanakan menggunakan tulangan D 32

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$dx = 600 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 32 = 534 \text{ mm}$$

$$M_{\text{tumpuan}} = -37058.7 \text{ kgm} = -3.7 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

Dengan menggunakan Tabel Grafik dan Diagram Interaksi untuk Momen Berfaktor Penampang Persegi :

$$\frac{\phi Mn}{b \cdot d^2 \cdot f_c} = \frac{3.7 \cdot 10^8}{400 \cdot 534^2 \cdot 30} = 0.1 \quad \longrightarrow \omega = 0.138 \quad \longrightarrow$$

$$\rho = \frac{0.138 \cdot 30}{400} = 0.01 \quad \longrightarrow As = 0.01 \cdot 400 \cdot 537.5$$

$$= 2225.25 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 3 D 32 ($As = 2411.52 \text{ mm}^2$)

- Tulangan tumpuan bawah*

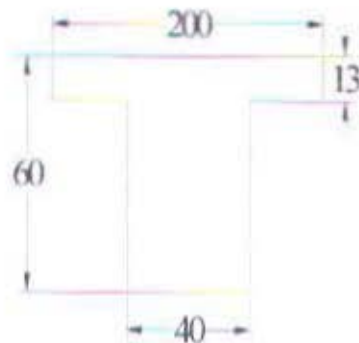
Diasumsikan $\delta = 0,5$ SKSNI T 15-1991 pasal 3.14.3-2

$$As^* = 0,5 \times 2411,52 = 1205,76 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2 D 32 ($As = 1609,68 \text{ mm}^2$)

Pada lapangan → balok dianggap sebagai balok T palsu

- Tulangan lapangan bawah



$$be_1 = \frac{1}{4} L_b$$

$$= \frac{1}{4} \times 800 = 200 \text{ cm}$$

$$be_2 = bw + 16t$$

$$= 40 + (16 \times 13) = 248 \text{ cm}$$

$$be_3 = bw + (2 \times \frac{1}{2} \times ln)$$

$$be_3 = 40 + (2 \times \frac{1}{2} \times (800 - 40)) = 800 \text{ cm}$$

$$b = be = 2000 \text{ mm}$$

$$dx = 600 - 40 - \frac{1}{2} \cdot 32 = 544 \text{ mm}$$

$$M_{\text{lapangan}} = 23302,65 \text{ kgm} = 2,33 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

$$Mu = Cc \times (d - \frac{a}{2})$$

$$= 0,85 \times f'c \times a \times b \times (d - \frac{a}{2})$$

$$2,33 \cdot 10^8 = 0,85 \times 30 \times a \times 2000 \times (544 - \frac{a}{2})$$

$$2,33 \cdot 10^8 = 27744000 a - 25500 a^2$$

$$a = 8,46 \text{ mm} < 130 \text{ mm (asumsi balok t palsu benar)}$$

$$C = T$$

$$0,85 \times f'c \times a \times b = As \times fy$$

$$= As \times 400$$

$$As = 1078,65 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{As}{bw \times d} = \frac{1078,65}{400 \times 544} = 0,005 > \rho_{\text{min}} = 0,0038 \dots \dots \text{OK!}$$

$$As = \rho \times bw \times d$$

$$As = 0,005 \times 400 \times 544 = 1088 \text{ mm}^2$$

Jadi untuk tulangan lapangan tarik dipasang 2 D 32 ($As = 1607,68 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Tekan (serat atas)

Diasumsikan $\delta = 0,5$ SKSNI T 15-1991 pasal 3.14.3-2

$$As' = 0,5 \times 1607,68 = 803,84 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2 D 32 ($As = 1607,68 \text{ mm}^2$)

5.2.1.2 Penulangan geser dan torsi

Sebelum Komposit

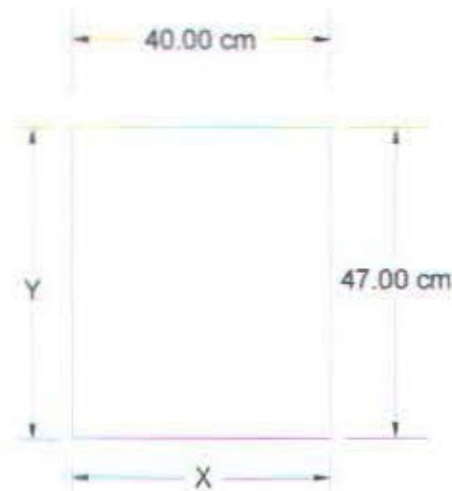
Balok Induk 40 / 47 sebelum komposit bentang 8 m pada lantai 1

Perhitungan pembebanan

- ❖ Beban mati ($q_{\text{pelat}} : 543 \text{ kg/m}^2$) \rightarrow pelat ukuran 4 m x 4.5 m
 - a. Beban akibat balok anak (pelat trapezium)
 - $P_{\text{pelat}} = \{0,5 \times (0,5 + 4,5) \times 2\} \times 543 \times 2 = 5430 \text{ kg}$
 - $P_{\text{b.anak}} = 0,3 \times 0,27 \times 4,5 \times 2400 = 874,8 \text{ kg} +$
 - $= 6304,8 \text{ kg}$
 - b. Berat b. induk : $0,4 \times 0,47 \times 2400 = 451,2 \text{ kg/m}$
 - c. Beban akibat pelat (dua segitiga)
 - $\frac{1}{4} \times 543 \times 4 \times 2 = 1086 \text{ kg/m}$
 - \rightarrow Beban mati merata (Q_D) $= 451,2 + 1086 = 1537,2 \text{ kg/m}$
 - \rightarrow Beban mati terpusat (P_D) $= 6304 \text{ kg}$
- ❖ Beban hidup ($q_{\text{pelat}} : 250 \text{ kg/m}^2$) \rightarrow pelat ukuran 4 m x 4.5 m
 - a. Beban akibat balok anak (pelat trapezium)
 - $P_{\text{pelat}} = \{0,5 \times (0,5 + 4,5) \times 2\} \times 250 \times 2 = 2500 \text{ kg}$
 - b. Beban akibat pelat (dua segitiga)
 - $\frac{1}{4} \times 250 \times 4 \times 2 = 500 \text{ kg/m}$
 - \rightarrow Beban hidup merata (Q_L) $= 500 \text{ kg/m}$
 - \rightarrow Beban hidup terpusat (P_L) $= 2500 \text{ kg}$
- ❖ Beban Ultimate
 - $Qu = 1,4 Q_D + 1,7 \times Q_L = 1,4 \times 1537,2 + 1,7 \times 500 = 3002,08 \text{ kg/m}$
 - $Pu = 1,4 P_D + 1,7 \times P_L = 1,4 \times 6304 + 1,7 \times 2500 = 13075,6 \text{ kg}$
 - $Tu_1 : Qu \times L \times \frac{1}{2} \times b = 3002,08 \times 8 \times \frac{1}{2} \times 0,4 = 4803,3 \text{ kgm}$
 - $Tu_2 : Pu \times \frac{1}{2} \times b = 13075,6 \times \frac{1}{2} \times 0,4 = 2615 \text{ kgm} +$
 - Tu total $= 7418,3 \text{ kgm}$**

$$\begin{aligned}
 Vu_1 &: \frac{1}{2} \times Qu \times L = \frac{1}{2} \times 3002.08 \times 8 = 12008.3 \text{ kg} \\
 Vu_2 &: Pu \times \frac{1}{2} = 13075.6 \times \frac{1}{2} = 6537.8 \text{ kg} + \\
 Vu_{\text{total}} &= 18546 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Ukuran penampang



Kontrol penampang

$$\sum x^2 y = (400^2 \times 470) = 7.52 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

➤ Perhitungan batas Tu yang tidak memerlukan tulangan Torsi :

$$\phi \times \frac{1}{20} \times \sqrt{f_c'} \times \sum (x^2 y) = 0.6 \times \frac{1}{20} \times \sqrt{30} \times 7.52 \times 10^7 = 1.24 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

Karena $Tu_{\text{max}} < Tu_{\text{ada}} \rightarrow 1.24 \times 10^7 < 7.4 \times 10^7$, maka torsi harus diperhitungkan

➤ Kontribusi beton dalam memikul beban Tu :

$$T_c = \frac{\sqrt{f_c'} \times \sum x^2 y}{15 \sqrt{1 + \left(0.4 \times \frac{Vu}{C_T \times T_c} \right)^2}} \times \left(1 + 0.3 \times \frac{Nu}{Ag} \right)$$

catatan : Nilai Nu sama dengan nol jika tidak memperhitungkan gaya aksial

Dimana :

$$C_T = \frac{bw \times d}{\sum x^2 y} = \frac{400 \times 470}{7.52 \times 10^7} = 0.0025$$

$$T_c = \frac{\sqrt{30} \times 7.52 \times 10^7}{15 \sqrt{1 + \left(0.4 \times \frac{185460}{0.0025 \times 7.4 \times 10^7} \right)^2}} = 2.5 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_u - \phi T_c}{\phi \times f_y \times \alpha_t \times x_1 \times y_1}$$

decking = 40 mm ; 75 mm

$$x_1 = 400 - (2 \times 75) = 250 \text{ mm}$$

$$y_1 = 470 - (2 \times 40) = 390 \text{ mm}$$

$$\alpha_t = \frac{1}{3} \times \left(2 + \frac{y_1}{x_1} \right) = \frac{1}{3} \times \left(2 + \frac{390}{250} \right) = 1.18 \leq 1.5$$

ambil $\alpha_t = 1.18$

$$\frac{A_t}{S} = \frac{(7.4 \times 10^7) - (0.6 \times 2.5 \times 10^7)}{0.6 \times 400 \times 1.18 \times 250 \times 390} = 2.1 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

➤ Kontribusi beton dalam memikul beban V_u :

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{\sqrt{f_c'} \times b_w \times d}{6 \sqrt{1 + \left(\frac{2.5 \times C_r \times T_u}{V_{u_d}} \right)^2}} \\ &= \frac{\sqrt{30} \times 400 \times 470}{6 \sqrt{1 + \left(\frac{2.5 \times 0.0025 \times 7.4 \times 10^7}{171550.5} \right)^2}} = 59693.8 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_{u_d} - \phi V_c}{\phi \times f_y \times d} = \frac{171550.5 - 0.6 \times 185460}{0.6 \times 400 \times 470} = 0.534 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

➤ Kombinasi Tulangan Senggang Geser dan Torsi :

$$\begin{aligned} \frac{A_{vt}}{S} &= \left(\frac{(2 \times A_t)}{S} + \frac{A_v}{S} \right) \\ &= (2 \times 2.1 + 0.534) = 4.734 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\frac{b_w}{3 f_y} = \frac{400}{3 \times 400} = 0.33 \text{ mm}$$



$$\frac{A_{vt}}{S} > \frac{bw}{3f_y} \Rightarrow \frac{A_{vt}}{S} = 4.734 \text{ mm MENENTUKAN !!!!!}$$

Direncanakan menggunakan sengkang D 16

$$A_{vt} = \text{Luas satu kaki} = 201.062 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Luas dua kaki} = 201.062 \times 2 = 402.124 \text{ mm}^2$$

$$S = A_{vt} / 4.734 = 402.124 / 4.734 = 84.944 \text{ mm} \approx 75 \text{ mm}$$

➤ Kontrol Smax :

$$S \leq \frac{x_1 + y_1}{4} \Rightarrow 75 \text{ mm} < \frac{250 + 390}{4} = 160 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

$$S_{pasang} = 75 \text{ mm}$$

➤ Perhitungan Tulangan Torsi Memanjang :

Diambil nilai terbesar dari (SK-SNI T-15-1991/3.4.6.9.3)

$$\begin{aligned} Al_1 &= \frac{2 \times A_t}{S} (x_1 + y_1) \\ &= 2 \times 2.1 \times (250 + 390) \\ &= 2688 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Al_2 &= \left(\frac{2.8 \times S \times b \times Tu}{f_y \left(Tu + \frac{Vu_d}{3 \times C_T} \right)} - 2 \times A_t \right) \left(\frac{x_1 + y_1}{S} \right) \\ &= \left(\frac{2.8 \times 75 \times 400 \times 7.4 \times 10^7}{400 \left(7.4 \times 10^7 + \frac{171550.5}{3 \times 0.0025} \right)} - 2 \times (2.1 \times 75) \right) \left(\frac{250 + 390}{75} \right) \\ &= 617.690 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Al tidak perlu lebih besar dari :

$$Al = \left(\frac{2.8 \times S \times b \times Tu}{f_y \left(Tu + \frac{Vu_d}{3 \times C_T} \right)} - \left(\frac{bw \times S}{3 f_y} \right) \right) \left(\frac{x_1 + y_1}{S} \right)$$

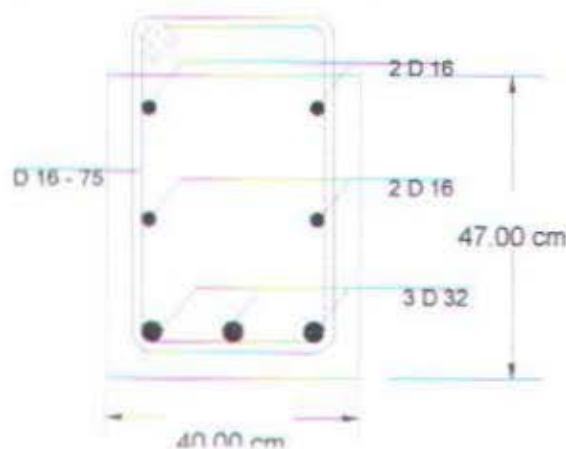
$$= \left(\frac{2.8 \times 75 \times 400 \times 7.4 \times 10^7}{400 \left(7.4 \times 10^7 + \frac{171550.5}{3 \times 0.0025} \right)} - \left(\frac{400 \times 75}{3 \times 400} \right) \right) \left(\frac{250 + 390}{75} \right)$$

$$= 1157.12 \text{ mm}^2$$

Karena $Al_2 < Al_1 < Al \text{ max} \rightarrow$ dipakai $Al_1 = 2688 \text{ mm}^2$ OK !

➤ Pemasangan Tulangan :

- Untuk tulangan arah longitudinal di pasang $\frac{1}{4} Al$:
 $\frac{1}{4} \times 2688 = 672 \text{ mm}^2 \rightarrow$ Dipasang tulangan 2 D 22 ($As = 760.265 \text{ mm}^2$)
- Kombinasi tulangan lentur dan torsi untuk longitudinal bawah :
 Tul. Lentur + tul. Torsi = $1088 + 672 = 1760 \text{ mm}^2$
 Jadi dipasang tulangan 3 D 32 = 2412.74 mm^2
- Jarak antar tulangan memanjang $\leq 300 \text{ mm}$:
 $\{470 - (2 \times 40)\} / 300 = 1.3 \approx 2 \text{ baris}$
 Jadi $390 / 2 = 195 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}$ OK!



Sesudah Komposit

Dimensi balok induk 40 / 60 cm pada lantai 5.

Dari output program ETABS v8.08 dipergunakan nilai yang paling kritis untuk penulangan geser dan torsi.

$$V_u = 3.9 \cdot 10^5 \text{ N}$$

$$T_u = 228.005 \text{ kgm} = 2.28 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

Direncanakan :

Diameter tulangan geser = 13 mm

b = 400 mm

d = 600 - 40 - $\frac{1}{2} \cdot 13 = 553,5$ mm

- Torsi maksimum yang mampu dipikul penampang.

$$Tu_{min} = \phi \left(\frac{1}{20} \sqrt{f'_c} \sum x^2 y \right)$$

dimana :

$$\sum x^2 y = (400)^2 \cdot (600) + 2 (130)^2 \cdot (800) = 12,3 \cdot 10^7 \text{ mm}^3 \text{ (menentukan)}$$

$$\sum x^2 y = (400)^2 \cdot (470) + (130)^2 \cdot (2000) = 10,9 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$$

$$Tu_{min} = 0,6 \left(\frac{1}{20} \sqrt{30} \times 12,3 \cdot 10^7 \right) = 3,36 \cdot 10^7 \text{ Nmm}$$

$Tu < Tu_{min} \rightarrow$ Torsi dapat diabaikan dan dilakukan perhitungan geser saja.

- Kontribusi beton dalam memikul beban V_u :

Kategori Desain untuk perhitungan tulangan geser :

- Perlu buat bidang V_u (bukan V_n)

- Kategori desain :

$$1. V_u \leq 0,5 \phi V_c \rightarrow \text{Tidak perlu tulangan geser}$$

$$2. 0,5 \phi V_c < V_u \leq \phi V_c \rightarrow \text{Perlu tulangan geser minimum}$$

$$- \phi V_s = \phi \left(\frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \right) \times b_w \times d \rightarrow (\text{min } V_s)$$

$$- A_v = \frac{b_w \times S}{3 f_y}$$

$$- \text{Max } S \leq (d/2) \leq 600 \text{ mm}$$

$$3. \phi V_c < V_u \leq [\phi V_c + \text{min } \phi V_s] \rightarrow \text{Slablike flexural members}$$

juga harus memenuhi persyaratan 2 diatas

$$4. [\phi V_c + \text{min } \phi V_s] < V_u \leq [\phi V_c + \phi \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \times b_w \times d]$$

Harus memenuhi : $\phi V_s = V_u - \phi V_c$

$$- \text{Pasang tulangan } \phi V_s = \frac{\phi \times A_v \times f_y \times d}{S} \rightarrow \text{untuk } \alpha = 90^\circ$$

$$- \text{Maksimum } S = (d/2) \leq 600 \text{ mm}$$

$$5. [\phi V_c + \phi \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_w x d] < V_u \leq [\phi V_c + \phi \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w x d]$$

Perbedaan syarat dengan kategori desain 4 terletak pada tegangan V_s dan S

$$\text{Perlu } \phi V_s = V_u - \phi V_c ; \text{ Tul } \phi V_s = (\phi A_v \times f_y \times d) / S$$

$$\text{Maximum } S \leq (d/4) \leq 300 \text{ mm}$$

Tumpuan dan Lapangan

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 400 \times (600 - 40) = 204483 \text{ N} \end{aligned}$$

Kategori desain 5 :

$$[\phi V_c + \phi \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_w x d] < V_u \leq [\phi V_c + \phi \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w x d]$$

$$368069.6 \text{ N} < 390000 \text{ N} \leq 613449.3 \text{ N} \dots\dots\dots \text{OK !}$$

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

$$\phi V_s = 390000 - 122689.9 = 267310.1 \text{ N}$$

Pasang tulangan $\phi 13$

$$A_v = 2 \times 132.665 = 265.3 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{\phi \times A_v \times f_y \times d}{\phi V_s} = \frac{0.6 \times 265.3 \times 400 \times 560}{267310.1} = 133.4 \text{ mm} \approx 125 \text{ mm}$$

$$S < 560/4 \leq 300 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{OK !}$$

Jadi untuk tulangan geser pada balok 40/60 lantai pada daerah tumpuan dan lapangan dipasang $\phi 13 - 125$

5.2.1.3 Penulangan stud balok induk

Transfer gaya horizontal

Mekanisme dari transfer gaya geser horizontal dihitung berdasarkan besarnya gaya geser yang dipindahkan melalui permukaan temu. ACI 318.83

mengusulkan dua metode alternatif untuk merencanakan transfer gaya horizontal, yaitu :

1. Perencanaan berdasarkan pada gaya geser berfaktor vertical pada penampang yang ditinjau.
2. Perencanaan berdasarkan pada kekuatan geser friksi pada bidang temu dimana kekuatan geser tersebut mampu menjamin perubahan actual gaya tekan/tarik yang terjadi pada penampang yang ditinjau.

Dalam perancangan ini dipakai metode yang kedua, karena lebih mendekati kenyataan. Dimana dasar desain :

$$V_u \leq \Phi V_{nh}$$

dimana :

V_u = gaya geser horizontal berfaktor dari penampang yang ditinjau

V_{nh} = kekuatan geser horizontal nominal

Φ = 0,65

Menurut SK SNI '91 pasal 3.10.5 ada tiga kasus yang mungkin terjadi, yaitu :

1. Bila bidang kontak nya bersih dan bebas dari serpihan dan sengaja dikasarkan,
maka kuat geser $V_{nh} \leq 0,6 b_v.d$ (Newton)
2. Bila dipasang sengkang pengikat minimum tetapi tidak sengaja dikasarkan,
maka kuat geser $V_{nh} \leq 0,6 b_v.d$ (Newton)
3. Bila dipasang sengkang pengikat minimum sesuai dengan pasal 3.10.6 SK SNI '91, bersih dan bebas dari serpihan dan sengaja dikasarkan hingga mencapai tingkat kekasaran penuh dengan tonjolan dan cekungan permukaan kira-kira 5 mm, maka kuat geser $V_{nh} \leq 2,5 b_v.d$ (Newton).
4. Apabila gaya geser terfaktor V_u pada penampang yang ditinjau melebihi $\Phi(2.5b_v.d)$, maka perencanaan untuk geser horizontal dihitung dengan persamaan ;

$$\bullet \quad A_{vf} = \frac{V_{nh}}{\mu \cdot f_y} \dots\dots\dots \text{SK SNI .91 pasal 3.4.7}$$

dimana :

A_{vf} = luas tulangan geser horizontal

V_{nh} = gaya geser horizontal nominal

$\mu = 1$ λ untuk beton yang dicor diatas permukaan beton yang telah mengeras dengan kondisi permukaan yang sengaja dikasarkan.

$\lambda = 1$ untuk beton normal
 $= 0,85$ untuk beton pasir ringan
 $= 0,75$ untuk beton ringan

Tulangan geser dipasang dalam bentuk sengkang pengikat dengan jarak sengkang :

$$s = \frac{L_v h A_{ti}}{A_{vi}}$$

$s_{\max} = 4 \times \text{dimensi terkecil elemen yang didukung}$
 $= 520 \text{ mm}$
 $< 600 \text{ mm}$

Penulangan geser minimum :

$$A_{vi} = \frac{b_w s}{3 f_y} \quad \text{SK SNI T - 15 - 1991 - 03 (3.4-14)}$$

Perhitungan penulangan Stud

Stud berfungsi sebagai pengikat antara elemen pracetak dan elemen cast in place. Stud harus mampu mentransfer gaya-gaya dalam yang bekerja pada penampang tekan menjadi gaya geser horizontal yang bekerja pada permukaan pertemuan antara kedua elemen. Dengan demikian kedua elemen tersebut dapat menjadi suatu elemen yang komposit dalam memikul beban.

• Penulangan Stud di daerah tumpuan

Sejarak 0 sampai $\frac{1}{4}L = 2000 \text{ mm}$

Tulangan atas = 3 D 32 ($A_s = 2411,52 \text{ mm}^2$)

Tulangan bawah = 2 D 32 ($A_s = 1607,68 \text{ mm}^2$)

$V_{nh} = T = A_s \times f_y = 2411,52 \times 400 = 964608 \text{ N}$

$0,6.b_v.d = 0,6 \times 400 \times 553,5 = 132840 \text{ N} < V_{nh}$

Apabila dari ketiga kondisi diatas diambil kondisi ke-2 (dua) bila dipasang sengkang pengikat minimum, tetapi tidak sengaja dikasarkan, maka :

Geser $V_{nh} \leq 0,6.b_v.d \rightarrow V_{nh} = 132840 \text{ N}$

$$A_{vi} = \frac{V_{nh}}{\mu f_y} = \frac{132840}{1 \times 400} = 332,1 \text{ mm}^2$$

Direncanakan sengkang pengikat $\emptyset 13$ ($A_{ti} = 132.665 \text{ mm}^2$)

$$s = \frac{L_{vh} \cdot A_{ti}}{A_{vi}} = \frac{2000 \times 132.665}{332.1} = 798.9 \text{ mm}$$

Sesuai dengan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.10.6.1 :

$$S_{max} = 4 \times t \text{ pelat} \leq 600 \text{ mm}$$

$$= 4 \times 130 = 520 \text{ mm}$$

Jadi dipasang sengkang pengikat $\emptyset 13 - 500 \text{ mm}$

- Penulangan Stud di daerah lapangan

$$\text{Tulangan atas} = 3 \text{ D } 32 \text{ (} A_s = 2411.52 \text{ mm}^2 \text{)}$$

$$\text{Tulangan bawah} = 5 \text{ D } 32 \text{ (} A_s = 4019.2 \text{ mm}^2 \text{)}$$

$$V_{nh} = T = A_s \times f_y = 2411.52 \times 400 = 964608 \text{ N}$$

$$0.6 \cdot b_v \cdot d = 0.6 \times 400 \times 553 = 132840 \text{ N} < V_{nh}$$

Apabila dari ketiga kondisi diatas diambil kondisi ke-2 (dua) bila dipasang sengkang pengikat minimum, tetapi tidak sengaja dikasarkan, maka :

$$\text{Geser } V_{nh} \leq 0.6 \cdot b_v \cdot d \rightarrow V_{nh} = 132840 \text{ N}$$

$$A_{vi} = \frac{V_{nh}}{\mu \cdot f_y} = \frac{132840}{1 \times 400} = 332.1 \text{ mm}^2$$

Direncanakan sengkang pengikat $\emptyset 13$ ($A_b = 132.665 \text{ mm}^2$)

$$s = \frac{L_{vh} \cdot A_{ti}}{A_{vi}} = \frac{2000 \times 132.665}{332.1} = 798.9 \text{ mm}$$

Sesuai dengan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.10.6.1 :

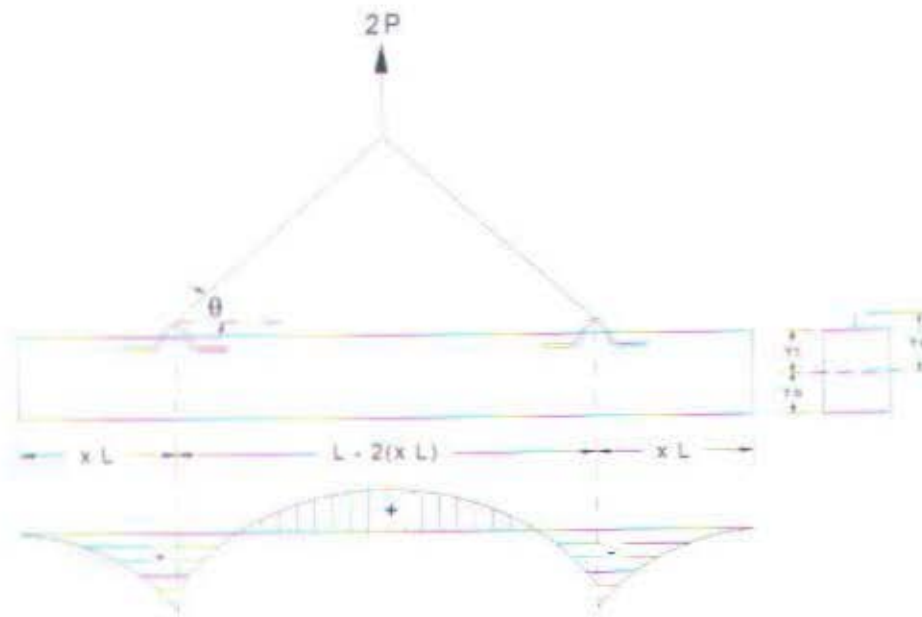
$$S_{max} = 4 \times t \text{ pelat} \leq 600 \text{ mm}$$

$$= 4 \times 130 = 520 \text{ mm}$$

Jadi dipasang sengkang pengikat $\emptyset 13 - 500 \text{ mm}$

5.2.1.4 Pengangkatan Elemen Balok

Balok induk diproduksi secara pracetak di pabrik, sehingga perlu dikontrol pada saat pengangkatan.



Dimana :

$$+M = \frac{wL^2}{8} \left(1 - 4x + \frac{4Yc}{L \tan \theta} \right)$$

$$-M = \frac{WX^2L^2}{2}$$

$$x = \frac{1 + \frac{4Yc}{L \tan \theta}}{2 \left[1 + \sqrt{1 + \frac{Yt}{Yb} \left(1 + \frac{4Yc}{L \tan \theta} \right)} \right]}$$

$$Yt = Yb = 23,5 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot 40 \times 47^3 = 303750 \text{ cm}^4$$

$$Yc = Yt + 5 = 28,5 \text{ cm}$$

$$x = \frac{1 + \frac{4 \times 28,5}{800 \tan 45}}{2 \left[1 + \sqrt{1 + \frac{23,5}{23,5} \left(1 + \frac{4 \times 28,5}{800 \tan 45} \right)} \right]} = 0,23$$

$$x.L = 0,23 \times 800 = 184 \text{ cm} \sim 1,85 \text{ m}$$

$$W = \frac{1}{6} \times 40 \times 47^2 = 13500 \text{ cm}^3$$

Beban yang bekerja pada balok :

$$\rightarrow \text{berat sendiri} : 0,4 \times 0,47 \times 2400 = 432 \text{ kg/m}$$

Momen yang terjadi :

Momen lapangan

$$+M = \frac{wL^2}{8} \left(1 - 4x + \frac{4Y_c}{L \tan \theta} \right)$$

$$+M = \frac{432 \times 8^2}{8} \left(1 - 4 \times 0,23 + \frac{4 \times 0,285}{8 \cdot \tan 45} \right) = 751,68 \text{ kgm} = 7,5 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_{\max} = 751,68 \text{ kgm}$$

Faktor pengali saat transportasi : 1,5

Maka momen yang terjadi : $M_{\max} = 1,5 \times 751,68 = 1127,52 \text{ kgm}$

Tegangan yang terjadi :

$$f = \frac{M}{W} = \frac{11275200}{13500000} = 0,84 \text{ MPa} < f_{cr} = 1,683 \text{ MPa}$$

Momen tumpuan

$$-M = \frac{W X^2 L^2}{2} = \frac{[432 \times 1,85^2]}{2} = 739,26 \text{ kgm}$$

Tegangan yang terjadi :

$$f = \frac{M}{W_t} = \frac{7392600}{1,6 \cdot 400 \times 470^2} = 0,55 \text{ MPa} < f_{cr} = 1,683 \text{ MPa}$$

Balok Induk Bentang 8 m

Beban – beban yang bekerja pada balok induk :

$$\text{- berat sendiri b. induk} : 0,4 \times 0,47 \times 8 \times 2400 = 3456 \text{ kg}$$

Beban Ultimate :

$$W = 1,4 \times 3456 = 4838,4 \text{ kg}$$

Beban Ultimate yang harus dipikul oleh masing – masing titik angkat :

$$P = 4838,4 / 2 = 2419,2 \text{ kg}$$

Berdasarkan tabel Design Aid 11.2.3 hal 11 – 17 PCI Design Handbook, didapatkan data kabel untuk pengangkatan :

- Kabel Strand (Seven Wire) diameter $\frac{1}{2}$ in = 12,70 mm
- f_{pu} : 250 ksi = 1723,75 MPa (1 ksi = 6,895 MPa)
- A : $0,144 \text{ in}^2 = 92,9088 \text{ mm}^2$ (1 sq in = 645,2 sq mm)

Gaya yang harus dipikul oleh satu strand (satu titik angkat) :

$$F_{1\text{strand}} : A \times f_{pu} = 92,9088 \times 1723,75 = 16015,154 \text{ kg}$$

Beban ijin untuk satu strand :

$$F_{ijin} : 16015,154 / 2 = 8007,5 \text{ kg}$$

$$P < F_{ijin} \rightarrow 2419,2 \text{ kg} < 8007,5 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

Jadi, untuk titik angkat digunakan satu Seven Wire Strand $f_{pu} = 250 \text{ ksi}$ (1723.75 MPa) dengan diameter $\frac{1}{2} \text{ in}$ (12.7 mm)

5.2.1.5 Kontrol Lendutan

Sesuai dengan SK SNI T-15-1991-03, apabila lendutan tidak dihitung maka tebal balok harus lebih besar dari tebal minimum yang disyaratkan. Adapun syarat tebal minimum yang tercantum pada table 3.2.5 a. sebagai berikut :

- balok dua tumpuan
$$h_{min} = \frac{1}{16} \left(0,4 + \frac{fy}{700} \right)$$
- satu ujung menerus
$$h_{min} = \frac{1}{18,5} \left(0,4 + \frac{fy}{700} \right)$$
- kedua ujung menerus
$$h_{min} = \frac{1}{21} \left(0,4 + \frac{fy}{700} \right)$$
- kantilever
$$h_{min} = \frac{1}{8} \left(0,4 + \frac{fy}{700} \right)$$

Dari preliminary design telah diperhitungkan batasan ketebalan di atas.

5.2.2 Penulangan Kolom

5.2.2.1 Umum

Perancangan kolom meliputi penulangan lentur kolom dan penulangan geser kolom. Perancangan konsol pendek sebagai penyangga balok pracetak yang akan disambung dengan kolom dibahas dalam Bab Desain Sambungan.

Gaya dalam yang bekerja dihitung dengan software ETABS v8.08 Pedoman peraturan perencanaan yang dipakai adalah SK SNI T-15-1991-03

Dengan adanya factor tekuk akibat pengaruh kelangsingan ini, pada komponen struktur tekan dan lentur akan terjadi momen tambahan sebesar : $M_o = P \cdot \Delta$, sehingga untuk suatu komponen struktur tekan dan lentur langsing, momen-momen pada ujung kolom harus diperbesar dengan suatu factor pembesaran yang akan diuraikan dalam sub bab-sub bab berikut.

5.2.2.2 Panjang tekuk kolom

Panjang tekuk kolom adalah panjang bersih kolom antara pelat lantai balok di ujung-ujungnya yang dikaitkan dengan suatu faktor tekuk (k) yang besarnya :

$k \geq 1$ untuk kolom tanpa pengaku samping (*unbraced*)

$k \leq 1$ untuk kolom dengan pengaku samping (*braced*)

Factor tekuk (k) merupakan fungsi dari tingkat penjepit ujung atas (ψ_A) dan tingkat penjepit ujung bawah (ψ_B) dimana tingkat penjepit ujung kolom tersebut dihitung dengan persamaan :

$$\psi(A/B) = \frac{\sum (EI_c / L_c)_{kolom}}{\sum (EI_b / L_b)_{balok}}$$

dimana :

$\psi (A/B)$ = tingkat penjepitan ujung atas dan bawah

I_b, I_c = momen inersia balok, kolom

L_b, L_c = panjang elemen balok, kolom

Nilai dari factor tekuk (k) dapat diperoleh dari *nomogram* atau *grafik Alignment* dari *Struktural Stability Research Council Guide* dengan cara menarik garis yang menghubungkan nilai ψ_A dan ψ_B yang disesuaikan apakah kolom yang direncanakan tergolong *braced* atau *unbraced*.

5.2.2.3 Pembatasan penulangan kolom

Rasio penulangan kolom disyaratkan untuk tidak boleh kurang dari 1 % dan tidak boleh lebih dari 8 % dari luas bruto penampang kolom.

Pembatasan rasio tulangan minimum ini ditujukan untuk mencegah terjadinya rangkai (*creep*) yang terjadi pada beton. Pertimbangan lainnya adalah untuk kemudahan pelaksanaan di lapangan.

Jumlah minimum batang tulangan memanjang kolom adalah 4 buah untuk kolom dengan sengkang pengikat segi empat dan 6 buah untuk sengkang pengikat spiral.

5.2.2.4 Kolom pendek

Suatu unsur tekan pendek bila dibebani gaya aksial lebih besar dari kapasitasnya akan mengalami keruntuhan bahan (runtuhnya beton) sebelum mencapai ragam keruntuhan tekuknya. Oleh sebab itu untuk perancangan struktur tekan pendek, bahaya akibat tekuk tidak perlu diperhitungkan.

Suatu komponen struktur tekan dikatakan pendek apabila perbandingan kelangsingan yaitu perbandingan panjang tekuk kolom (kLn) terhadap radius girasi (r) :

- Nilai $\frac{kLn}{r} < 34 - 12 \frac{M_{1b}}{M_{2b}}$ (*braced*)
- Nilai $\frac{kLn}{r} < 22$ (*unbraced*)

Nilai r dapat diambil sebesar $\sqrt{I_t}$ atau

$r = 0,3 h$ dalam arah momen yang ditinjau untuk kolom persegi

$r = 0,25 d$ untuk kolom bulat (d = diameter kolom)

5.2.2.5 Kolom panjang

Apabila nilai perbandingan kelangsingan untuk kolom pendek atas tidak terpenuhi maka suatu komponen struktur boleh dikatakan kolom panjang.

Kolom dengan perbandingan kelangsingan besar akan menimbulkan lendutan kesamping (menekuk) akibat momen sekunder yang terjadi, sehingga

mengurangi kekuatan nominal dari kolom panjang tersebut. Untuk itu dalam perhitungan kolom panjang diperlukan suatu faktor pembesaran momen yang diperhitungkan terhadap panjang tekuk kolom.

Dalam SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.11.5 menyebutkan bahwa perencanaan komponen struktur tekan beton bertulang dilakukan dengan menggunakan beban aksial rencana (P_u) yang didapat dari analisa rangka elastis dan momen rencana yang sudah dibesarkan (M_c) yang didefinisikan sebagai :

$$M_c = \delta_b.M_{2b} + \delta_s.M_{2s} \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI T-15-1991-03 pers. 3.3.6}$$

dimana :

M_c = momen rencana kolom setelah diperbesar

M_{2b} = momen berfaktor terbesar pada ujung kolom akibat beban yang tidak menimbulkan goyangan berarti seperti beban gravitasi

M_{2s} = momen berfaktor terbesar pada ujung kolom akibat beban yang menimbulkan guncangan kesamping seperti beban gempa

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{P_u}{\phi P_c} \right)} \geq 1 \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.7}$$

$$\delta_s = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{\sum P_u}{\sum \phi P_c} \right)} \geq 1 \quad \dots\dots\dots \text{SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.8}$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 \left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}} \right) > 0,4 \quad \dots\dots \text{SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.12}$$

Menurut SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.11.5-1, untuk *unbraced* kedua nilai δ_b dan δ_s harus dihitung, sedangkan untuk *braced* δ_s harus diambil sebesar 1.

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k.L_n)^2} \quad \dots\dots \text{SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.9}$$

$$EI = \frac{0,2.E_c.I_g + E_s.I_s}{1 + \beta_d} \quad \dots\dots \text{SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.10}$$

Untuk kolom bertulangan sedikit ($\rho \leq 3\%$) dapat dihitung secara konservatif

$$EI = \frac{E_c I_g}{2,5.(1 + \beta_d)}$$

Φ = factor reduksi kekuatan

= 0,65 untuk komponen kolom dengan tulangan spiral maupun sengkang ikat

5.2.2.6 Penulangan lentur kolom

Contoh perhitungan menggunakan kolom pada lantai 1

- Gaya-gaya yang bekerja pada kolom 1 (dari output ETABS v.8.08) :

- $P_u = 3675510 \text{ N}$
- $M_{2b}(x) = 28705.2 \text{ Nm}$
- $M_{2b}(y) = 3531.11 \text{ Nm}$
- $M_{2s}(x) = 1873600 \text{ Nm}$
- $M_{2s}(y) = 30028.1 \text{ Nm}$

- Data-data perancangan :

- Dimensi kolom = $700 \times 700 \text{ mm}^2$
- Tinggi kolom = 4000 mm
- Mutu beton (f_c') = 30 MPa
- Mutu baja (f_y) = 400 Mpa
- Decking = 40 mm
- Tulangan utama = D 32
- Beugel = D 10
- $d' = 700 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 32 = 638 \text{ mm}$

Perhitungan factor tekuk (k)

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f_c'} = 4700 \cdot \sqrt{30} = 25388.7 \text{ MPa}$$

EI kolom (ukuran $700 \text{ mm} \times 700 \text{ mm}$)

$$I_g = \frac{1}{12} \cdot 700 \times 700^3 = 1,08 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Ise = dengan permisalan $\rho = 2.5 \%$

$$\begin{aligned} I_{se} &= A_{st} \times \left[\frac{1}{2} (h - 2d) \right]^2 \\ &= 0.025 \cdot 700 \cdot 700 \left[\frac{1}{2} (700 - 2 \cdot 30) \right]^2 = 65.6 \times 10^7 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\beta_d = \frac{1.4 \cdot M_D}{1.4 \cdot M_D + 1.7 \cdot M_L} = 0.74$$

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$EI = \frac{E_c \cdot I_g}{1 + \beta_d} = \frac{25388.7 \cdot 1.08 \cdot 10^{10}}{1 + 0.74} = \frac{25388.7 \cdot 1.08 \cdot 10^{10}}{1.74}$$

$$= 2.35 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

$$EI = \frac{E_c I_g}{2.5(1 + \beta_d)} = \frac{25388.7 \times 1.08 \times 10^{10}}{2.5(1 + 0.74)} = 0.58 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

$$\text{Jadi } EI_{\text{kolom}} = 2.35 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

El balok (ukuran 400 mm x 600 mm)

$$I_g = \frac{1}{12} \cdot 400 \times 600^3 = 7.2 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$EI_{\text{balok}} = E_c \cdot I_{CR} = E_c \cdot \frac{1}{2} \cdot I_g = 0.926 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

Faktor jepitan atas

$$\Psi_A = \frac{\sum (EI_c / L_c)_{\text{kolom}}}{\sum (EI_b / L_b)_{\text{balok}}} = \frac{2.35 \times 10^{14} / 4000 + 2.35 \times 10^{14} / 3500}{(2 \times 0.926 \times 10^{14} / 4500) + (2 \times 0.926 \times 10^{14} / 8000)} = 1$$

Faktor jepitan bawah

$$\Psi_B = 0 \text{ (secara teoritis)}$$

Tetapi *Struktural Stability Research Council* menyarankan bahwa untuk tujuan praktek Ψ_B tidak boleh diambil kurang dari 1, sehingga nilai $\Psi_B = 1$

Kontrol kelangsingan

Jenis kolom dalam perancangan ini adalah kolom tanpa pengaku samping (unbraced)

$$\text{Jari-jari girasi (} r \text{)} = 0.3 \cdot h = 0.3 \times 700 = 210 \text{ mm}$$

$$\text{Nilai kelangsingan} = \frac{k \cdot L_u}{r} = \frac{1.3 \times 4000}{210} = 24.2 > 22$$

Kolom termasuk Kolom Panjang, maka pengaruh kelangsingan diperhitungkan, sehingga perlu dilakukan pembesaran momen.

Perhitungan pembesaran momen

Untuk *unbraced* nilai $C_m = 1$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k \cdot L_n)^2} = \frac{\pi^2 \times 1.27 \times 10^{14}}{(1.3 \times 3700)^2} = 8.5 \times 10^7 \text{ N}$$

$$\delta_s = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{P_u}{\phi \cdot P_c} \right)} = \frac{1}{1 - \left(\frac{5691330}{0.7 \times 5.4 \times 10^7} \right)} = 1.06 \geq 1$$

$$\delta_s = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{\sum P_u}{\sum \phi P_c} \right)} = \frac{1}{1 - \left(\frac{2.098.10^7}{0,7 \times 108,4 \times 10^7} \right)} = 1,03 \geq 1$$

$$M_{cx} = \delta_b M_{2b}(x) + \delta_s M_{2s}(x) \\ = 1,06 \times 28705200 + 1,03 \times 1873600000 = 1960235512 \text{ Nmm}$$

$$M_{cy} = \delta_b M_{2b}(y) + \delta_s M_{2s}(y) \\ = 1,06 \times 3531110 + 1,03 \times 30028100 = 34671920 \text{ Nmm}$$

Perhitungan momen ekuivalen

$$\phi M_{nx} = M_{cx} + M_{cy} \cdot \frac{b}{h} \cdot \frac{1 - \beta}{\beta} \\ = 1960235512 + 34671920 \times 1 \times \frac{1 - 0,65}{0,65} = 1978889005 \text{ Nmm (menentukan)}$$

$$\phi M_{ny} = M_{cy} + M_{cx} \cdot \frac{b}{h} \cdot \frac{1 - \beta}{\beta} \\ = 34671920 + 1960235512 \times 1 \times \frac{1 - 0,65}{0,65} = 1089278625 \text{ Nmm}$$

5.2.2.7 Penulangan geser dan torsi kolom

Penulangan geser dan torsi kolom pada dasarnya adalah sama dengan penulangan geser dan torsi pada balok, hanya pada kolom daerah ujung-ujung kolom harus mendapat perhatian khusus sebagai syarat bagi suatu struktur bangunan beton bertulang tahan gempa (diatur dalam PB 1989 Appendix A). Berdasarkan SK SNI T 15 - 1991 - 03 Ayat 3.16.10 butir 5, sengkang dan kait untuk komponen struktur tekan (kolom) harus memenuhi ketentuan sebagai berikut :

- Diameter tulangan sengkang $\geq 10 \text{ mm}$
 - $\rightarrow S \leq 16$ diameter tulangan longitudinal
 - $\rightarrow S \leq 48$ diameter tulangan sengkang
- } Diambil yang terkecil
- Jika terdapat balok atau konsol pendek, $S \leq 80 \text{ mm}$ dibawah tulangan terbawah dari balok atau konsol pendek yang paling kecil dimensi vertikalnya.

Contoh perhitungan diambil kolom pada lantai 1 :

- N_u = 5691330 N
- V_u = 3775.1 N
- b_w = 700 mm
- D utama = 32 mm
- D sengkang = 10 mm
- d = $700 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 32 = 638$ mm

Sumbangan kekuatan geser beton :

$$\begin{aligned} V_c &= 2 \times \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c} \times b_w \times d \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g} \right) \dots \text{SK SNI T-15-1991-03-3.4.3-1-2} \\ &= 2 \times \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \times 700 \times 638 \left(1 + \frac{5691330}{14 \cdot 700^2} \right) = 1259446.6 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\Phi V_c = 0.6 \times 1259446.6 = 755667.9 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = 377833.9 \text{ N} > V_u = 3775.1 \text{ N}$$

Karena $V_u < \frac{1}{2} \Phi V_c$, maka dipasang sengkang minimum sebesar :

$$s = \frac{2 \cdot A_t \cdot 3 \cdot f_y}{b_w} = \frac{265.3 \times 3 \times 400}{700} = 455 \text{ mm}$$

$$s \text{ maksimum} \leq 0.5 \cdot h = 0.5 \times 700 = 350 \text{ mm}$$

$$\leq 16 d_b = 16 \times 32 = 512 \text{ mm}$$

$$\leq 48 \cdot d_s = 48 \cdot 10 = 480 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan sengkang D 10 – 300 mm



5.2.2.8 Panjang penyaluran

Panjang penyaluran tulangan dasar harus dihitung sesuai dengan perumusan SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.5.3 (panjang penyaluran dari tulangan deform dalam tekan) sebagai berikut :

$$L_{db} = \frac{d_b \times f_y}{4 \times \sqrt{f'_c}} \text{ tetapi tidak boleh kurang dari } L_{db} = 0.04 \times d_b \times f_y$$

dimana : L_{db} = Panjang penyaluran dasar (mm)

f_y = tegangan leleh tulangan (Mpa)

f'_c = tegangan leleh beton (Mpa)

d_b = diameter batang tulangan (mm)

Panjang penyaluran dasar harus dikalikan dengan faktor modifikasi yang berlaku untuk :

- Tulangan lebih, yaitu tulangan yang jumlahnya melebihi dari jumlah yang diperlukan berdasarkan analisa(A_s perlu / A_s ada)
- Spiral, yaitu tulangan yang berada didalam lilitan spiral yang diameternya tidak kurang dari 5 mm dan jarak lilitannya tidak lebih dari 100 mm0.75

Panjang penyaluran tidak boleh kurang dari 200 mm.

Contoh perhitungan :

$$L_{db} = \frac{32 \times 400}{4 \times \sqrt{30}} = 584,5 \text{ mm}$$

tetapi tidak kurang dari $L_{db} = 0.04 \times 32 \times 400 = 512 \text{ mm}$

dipakai $L_{db} = 550 \text{ mm}$

Panjang penyaluran terpasang :

$$\begin{aligned} L_d &= L_{db} \times (A_s \text{ perlu} / A_s \text{ ada}) \\ &= 550 \times (24003 / 24115.2) \end{aligned}$$

$$= 542 \text{ mm} \rightarrow \text{Jadi dipasang panjang penyaluran sebesar } 550 \text{ mm.}$$

BAB VI

DESAIN SAMBUNGAN

Cipta Karya
(021) 884556

BAB VI

DESAIN SAMBUNGAN

6.1 UMUM

Dalam bab ini akan diuraikan kriteria desain sambungan, konsep, jenis sambungan dan hal-hal yang berkaitan dengan alat-alat sambungan. Sambungan berfungsi sebagai penyalur gaya-gaya yang dipikul oleh elemen struktur ke elemen struktur yang lainnya. Gaya-gaya tersebut untuk selanjutnya diteruskan ke pondasi. Selain itu desain sambungan dibuat untuk menciptakan kestabilan. Suatu sambungan diharapkan dapat mentransfer beberapa gaya secara bersamaan.

Dalam pelaksanaan konstruksi beton pracetak, sebuah sambungan yang baik selalu ditinjau dari segi kemampuan sambungan tersebut menyalurkan gaya dari satu elemen ke elemen yang lain, praktis dan ekonomis. Selain itu perlu juga ditinjau dari segi kekuatan dan produksi. Faktor kekuatan khususnya harus dipenuhi oleh suatu sambungan karena sambungan harus mampu menahan gaya-gaya yang dihasilkan oleh beberapa macam beban. Beban-beban tersebut dapat berupa beban mati, beban hidup, beban angin, beban gempa dan kombinasi dari beban-beban tersebut.

Selain itu desain sambungan antar komponen pracetak memegang peranan penting dalam menjamin suatu gedung agar dapat menjadi satu kesatuan disaat terjadi gempa, baik itu untuk struktur yang rumit ataupun yang sederhana. Sambungan antar elemen beton pracetak tersebut harus mempunyai cukup kekuatan, kekakuan dan dapat memberikan kebutuhan daktilitas yang disyaratkan.

Sambungan dalam pracetak dikenal dua macam, yaitu sambungan basah dan sambungan kering. Baik sambungan basah maupun sambungan kering sudah banyak dipergunakan sebagai salah satu pemecahan masalah dalam mendesain konstruksi pracetak yang setara dengan konstruksi cor setempat (*cast in situ*).

6.2 KRITERIA PERENCANAAN SAMBUNGAN

Kriteria perencanaan sambungan disesuaikan dengan desain, karena ada perbedaan kriteria untuk masing-masing type sambungan. Persyaratan suatu sambungan dapat menjadi syarat yang tidak terlalu penting untuk sambungan lain. Hal ini diakibatkan karena perbedaan asumsi /anggapan atau perbedaan spesifikasi dari pihak perancang dan pemilik struktur.

1 Kekuatan

Suatu sambungan harus mempunyai kekuatan untuk menahan gaya-gaya yang diterapkan sepanjang umur dari sambungan. Beberapa dari gaya ini disebabkan oleh gaya gravitasi, angin, gempa dan perubahan volume.

2 Daktililitas

Daktililitas sering didefinisikan sebagai kemampuan relatif struktur untuk menampung deformasi yang besar tanpa mengalami runtuh. Untuk material struktur, daktililitas diukur dengan total deformasi yang terjadi saat leleh awal terhadap leleh batas (*ultimate failure*).

Daktililitas pada portal sering digabungkan dengan ketahanan terhadap momen, hal ini dipakai dalam perencanaan gempa. Pada elemen sambungan tahan momen, tegangan tarik lentur biasanya ditahan oleh komponen baja. Dan kondisi runtuh akhir dapat terjadi karena kondisi putusnya baja, hancurnya beton atau kegagalan dari sambungan baja dan beton.

3 Perubahan Volume

Kombinasi pemendekan akibat dari rangkai, susut dan penurunan suhu dapat menyebabkan beberapa tegangan pada elemen beton pracetak ataupun perletakkannya ditarik pergerakannya. Tegangan ini harus dimasukkan oleh desain dan akan lebih baik bila sambungan diijinkan untuk berpidah tempat untuk mengurangi besarnya tegangan tersebut.

4 Daya Tahan

Sambungan perlu diawasi dan dipelihara. Sambungan yang diperkirakan akan langsung dapat bersentuhan dengan cuaca harus dilakukan tindakan perlindungan dengan beton atau dengan cat (*galvanis*). Daya tahan yang buruk dapat diakibatkan oleh retak, spelling beton dan yang paling sering diakibatkan oleh korosi dari komponen baja elemen beton pracetak.

5 Ketahanan Terhadap Kebakaran

Beberapa sambungan beton pracetak tak mudah terpengaruh akibat api, seperti pada perletakan antara pelat dan balok yang secara umum tidak memerlukan perlindungan secara khusus terhadap api. Apabila pelat diletakkan di atas *bearing pads* yang terbuat dari bahan yang mudah terbakar, maka perlindungan khusus dari *bearing pads* tersebut tidak perlu karena keadaan terburuk dari *pads* tidak akan menyebabkan runtuh, tetapi sesudah kebakaran *pads* harus diganti. Untuk sambungan yang tidak tahan api memerlukan perlindungan khusus seperti dengan melapisi beton, gypsum wallboard atau bahan lain yang tahan api.

7 Kesederhanaan Pemasangan

Kesederhanaan pemasangan elemen beton pracetak sangat menentukan keberhasilan pencapaian tujuan penerapan konstruksi beton pracetak. Kesederhanaan pemasangan tidak lepas dari bentuk dan type sambungan yang dipilih. Kesederhanaan suatu sambungan biasanya menjamin dalam kemudahan pemasangan.

6.3 KONSEP DESAIN SAMBUNGAN

6.3.1 Mekanisme Pemindahan Beban

Tujuan dari sambungan adalah memindahkan beban dari satu elemen pracetak ke elemen lainnya atau sebaliknya. Pada setiap sambungan, beban akan ditransfer melalui elemen sambungan dengan mekanisme yang bermacam-macam. Pemindahan beban diteruskan ke kolom melalui beberapa tahap :

- a. Beban diserap pelat dan ditransfer ke perletakan dengan kekuatan geser
- b. Perletakan ke *haunch* melalui gaya tekan *pads*
- c. *Haunch* menyerap gaya vertical dari perletakan dengan kekuatan geser dan lentur dari profil baja.
- d. Gaya geser vertical dan lentur diteruskan ke pelat baja melalui titik las.
- e. Kolom beton memberikan reaksi terhadap profil baja yang tertanam.

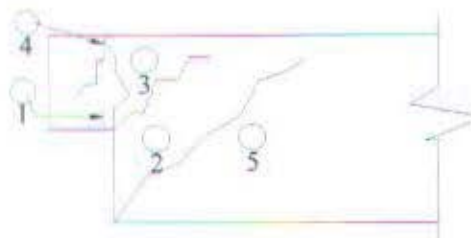
Mekanisme pemindahan gaya tarik akibat susut, dapat dijelaskan sebagai berikut

- a. Balok beton ke tulangan dengan lekatan / ikatan.
- b. Tulangan baja siku di ujung balok diikat dengan las.

- c. Baja siku di ujung balok ke *haunch* melalui gesekan di atas dan di bawah bearing *pads*. Sebagian gaya akibat perubahan volume dikurangi dengan adanya deformasi pada *pads*.
- d. Sebagian kecil dari gaya akibat perubahan volume dipindahkan melalui las ke pelat baja.
- e. Gaya tersebut ditahan oleh perletakan dan diteruskan oleh *stud* ke kolom beton melalui ikatan / lekatan.

6.3.2 Pola-pola Kehancuran

Sebagian perencanaan diharuskan untuk menguji masing-masing pola kehancuran. Pada dasarnya pola kehancuran kritis pada sambungan sederhana akan tampak nyata. Sebagai contoh pada kehancuran untuk sambungan sederhana :



Gbr. 6.3.1 Model model kehancuran di sambungan

PCI Design Handbook memberikan lima pola kehancuran yang harus diselidiki pada waktu perencanaan *dapped-end* dari balok, yaitu sebagai berikut :

1. lentur dan gaya tarik aksial pada ujung
2. tarik diagonal yang berasal dari sudut ujung
3. geser langsung antar tonjolan dengan bagian utama balok
4. tarik diagonal pada ujung akhir
5. perletakan pada ujung atau tonjolan

6.3.3 Stabilitas dan Keseimbangan

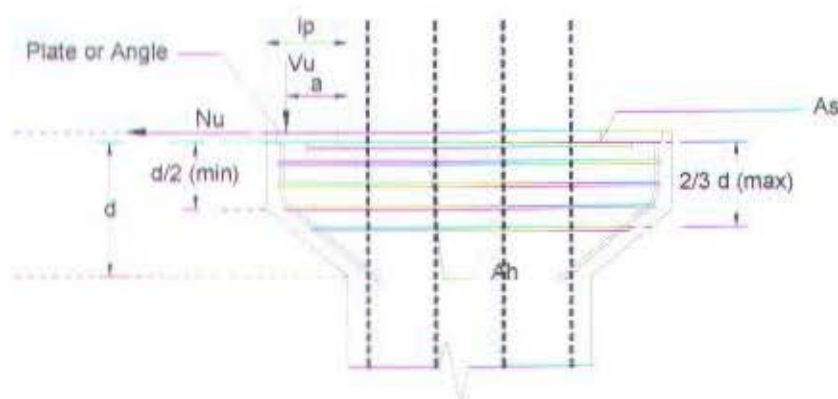
Adapun permasalahan utama pada struktur beton pracetak biasanya disebabkan oleh kesalahan perencanaan dalam menghitung stabilitas dan keseimbangan dari struktur dan komponen-komponennya, bukan hanya pada kedudukan akhir tetapi juga selama fase pelaksanaan konstruksi.

Sebagai contoh pada balok induk, karena eksentrisitas beban pada balok terjadi torsi dan balok cenderung berputar pada perletakan. Jadi perencana perlu untuk memperhitungkan kondisi pada saat pemasangan balok tersebut.

Pada kenyataannya struktur balok pracetak, diinginkan agar stabilitas lateral diciptakan oleh shearwall atau bracing atau dapat juga oleh portal tahan momen. Gaya lateral didistribusikan ke setiap bagian struktur lateral melalui aksi diafragma dari pelat lantai.

6.4 PERENCANAAN SAMBUNGAN BALOK DAN KOLOM

6.4.1 Perencanaan Corbel Kolom



gambar dimensi corbel

Penulis merencanakan *corbel* pada kolom sebagai tumpuan untuk meletakkan balok induk precast. Pada pelaksanaannya, pengecoran dari *corbel* bersama-sama dengan pengecoran kolom. Jadi direncanakan antara *corbel* dan kolom bersifat monolit. Pada setiap kolom tempat menumpu balok precast, dimensi dari *corbel* direncanakan sama semua.

Desain penulangan corbel harus diadakan pengecekan terhadap lentur, aksial tarik, geser langsung dan bearing. Luas tulangan utama A_s , sesuai dengan PCI Design Handbook adalah :

$$A_s = \frac{N_{uc}}{\phi \cdot f_y}$$

- $As_1 = \frac{1}{\Phi f_y} \left[Vu \left(\frac{a}{d} \right) + Nu \left(\frac{h}{d} \right) \right]$
 - $As_2 = \frac{1}{\Phi f_y} \left[\frac{2Vu}{3\mu_e} + Nu \right]$ ambil nilai terbesar
- dan tidak boleh kurang dari :
- $As_{min} = 0,04 \frac{f_c'}{f_y} b.d$
 - $Ah = 0,5 (As - An)$

dimana :

$\Phi = 0,85$

An = luas tulangan yang diperlukan untuk melawan tarik aksial

Nu = gaya tarik horizontal terfaktor yang tegak lurus asumsi bidang retak

f_y = tegangan leleh dari $A_vf (\leq 6000 \text{ psi})$

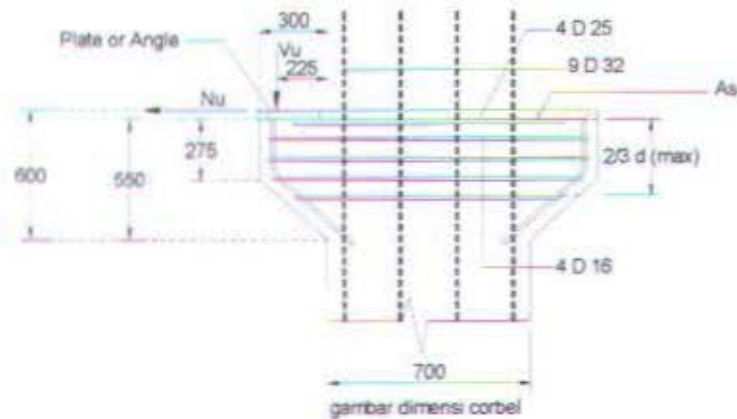
Vu = gaya geser terfaktor

Sebagai tambahan, sejumlah sengkang ikat dengan luas total Ah harus disebarkan secara merata dalam batas $\frac{2}{3}$ tebal efektif.

Perhitungan Corbel :

Data-data perencanaan balok induk 40/60 pada lantai 5 balok 62 :

- Vu : 864845 N
- Nuc : $0,2 Vu = 172969 \text{ N}$
- f_c' : 30 MPa
- f_y : 400 MPa
- Φ : 0,85
- b_w : 600 mm
- l_p : 300 mm
- a : $\frac{3}{4} l_p = 225 \text{ mm}$
- μ : 1,4 λ beton di cor monolit
- λ : 1 beton normal



Ambil nilai $h = 600 \text{ mm}$; $d = 550 \text{ mm}$

$$a = \frac{3}{4} l_p = 225 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_n \text{ max} &= 1000 \times \lambda^2 \times A_{cr} \text{ (dalam lb)} \text{ atau } 6.8944 \times \lambda^2 \times A_{cr} \text{ (dalam N)} \\ &= 6.8944 \times 1 \times (600 \times 600) = 2481984 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_u \text{ max} = 0.85 (2481984) = 2109686.4 \text{ N} > 864845 \text{ N} \quad \text{OK}$$

$$\begin{aligned} A_{s1} &= \frac{1}{\Phi f_y} \left[V_u \left(\frac{a}{d} \right) + N_u \left(\frac{h}{d} \right) \right] \\ &= \frac{1}{0.85(400)} \left[864845 \left(\frac{225}{550} \right) + 172969 \left(\frac{600}{550} \right) \right] = 1595.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\mu_e = \frac{1000 \lambda \times A_{cr} \times \mu}{V_u} \text{ atau } \mu_e = \frac{6.8944 \lambda \times A_{cr} \times \mu}{V_u} \text{ SI}$$

$$\mu_e = \frac{6.8944 \times 1 \times 600^2 \times (1.4 \times 1)}{864845} = 4 > 3.4$$

Dalam PCI Design Handbook, nilai $\mu_e \leq 3.4$ (tabel 6.7.1), jadi diambil

nilai $\mu_e = 3.4$

$$\begin{aligned} A_{s2} &= \frac{1}{\Phi f_y} \left[\frac{2V_u}{3\mu_e} + N_u \right] \text{ atau } A_{s2} = \frac{1}{\Phi f_y} \left[\frac{V_u}{10.342 \times \mu_e} + N_u \right] \text{ (dalam mm}^2\text{)} \\ &= \frac{1}{0.85(400)} \left[\frac{864845}{10.342(3.4)} + 172969 \right] = 581.1 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ min} = 0.04 \left(\frac{f_c'}{f_y} \right) b d \text{ (dalam in}^2 \text{ atau mm}^2\text{)}$$

$$= 0.04 \left(\frac{30}{400} \right) (600)(550) = 990 \text{ mm}^2$$

$As_1 > As_2$, sehingga nilai yang diambil adalah $As_1 = 1595.5 \text{ mm}^2$

$As_1 > As_{\min}$ OK !

- As perlu = 1595.5 mm^2

Digunakan 4 – D₂₅ ($As = 1962.5 \text{ mm}^2$)

- Tulangan sengkang

$$Ah_{\min} = \frac{1}{2} (As - An)$$

$$An = \frac{Nu}{\Phi f_y} = \frac{172969}{0.85(400)} = 508.7 \text{ mm}^2$$

$$Ah_{\min} = \frac{1}{2} (1962.5 - 508.7) = 726.88 \text{ mm}^2$$

maka dipakai 4 – D₁₆ ($As = 803.84 \text{ mm}^2$)

Sengkang ikat harus disebar merata sepanjang $\frac{2}{3} d$

- Panjang penanaman As

$$Ld_{ada} = b - \text{selimut} - \frac{1}{2} \text{ diameter tulangan As}$$

$$= 600 - 25 - \frac{1}{2} \times 18 = 566 \text{ mm}$$

6.4.2 Perencanaan Bearing on Plain Concrete

Jika diinginkan agar suatu elemen tidak perlu diperkuat oleh penulangan untuk mempertinggi daya dukung elemen pada bagian tepi, seperti tepi pada ujung balok yang mendukung pelat, maka perlu dilakukan pemeriksaan bearing on plain concrete.

Jika $V_u > \Phi V_n$ hasil desain *bearing strength on plain concrete*, maka perlu tulangan *end bearing*. Penulangan *end bearing* berdasarkan analisa geser friksi.

Perhitungan :

$$V_u = 864845 \text{ N}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 172969 \text{ N}$$

$$A_{cr} = b \times h = 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$$

Dari tabel 6.7.1 PCI Design Handbook, didapatkan :

$$V_n \text{ max} = 1000 \times \lambda^2 \times A_{cr} \text{ (dalam lb) atau } 6.8944 \times \lambda^2 \times A_{cr} \text{ (dalam N)}$$

$$= 6.8944 \times 1 \times (600 \times 600) = 2481984 \text{ N}$$

$$V_u \max = 0.85 (2481984) = 2109686.4 \text{ N} > 864845 \text{ N} \quad \text{OK}$$

Menghitung Tulangan Longitudinal ($A_{vf} + A_n$)

Dengan menggunakan persamaan 6.7.2 PCI Design Handbook :

$$\mu_e = \frac{1000 \lambda \times A_{vf} \times \mu}{V_u} \quad \text{atau} \quad \mu_e = \frac{6.8944 \lambda \times A_{vf} \times \mu}{V_u} \quad (\text{SI})$$

$$\mu_e = \frac{6.8944 \times 1 \times 600^2 \times (1.4 \times 1)}{864845} = 4 > 3.4, \text{ dipakai } \mu_e = 3.4$$

$$A_{vf} + A_n = \frac{V_u}{\phi \cdot f_y \cdot \mu_e} + \frac{N_u}{\phi \cdot f_y}$$

$$A_{vf} + A_n = \frac{864845}{0.85 \times 400 \times 3.4} + \frac{172969}{0.85 \times 400} = 1256 \text{ mm}^2$$

dipasang tulangan 7D16 ($A_s = 1406.7 \text{ mm}^2$)

Panjang Tulangan $A_{vf} + A_n$, l_d ditentukan dari Design Aid 11.2.8 PCI Design Handbook hal 11-22 :

$$\alpha_A = 2$$

$$\alpha_B = 1$$

$$\alpha_C = 1.2$$

$$\alpha_D = 1$$

$$\alpha_E = 941.28 / 1005.31 = 0.94$$

$$\alpha_{\text{mat}} = 1.18 \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad \text{dimana } f_y \text{ dalam ksi dan } f'_c \text{ dalam psi}$$

$$\alpha_{\text{mat}} = 0.014211 \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad \text{dimana } f_y \text{ dan } f'_c \text{ dalam MPa}$$

$$\alpha_{\text{mat}} = 0.014211 \times \frac{400}{\sqrt{30}} = 1.037825$$

$$l_{db} = (34.0 \times A_b) \text{ in} \quad \text{untuk tulangan dengan diameter 10 s/d 36 mm}$$

$$l_{db} = [34.0 \times (0.25 \times \pi \times 16^2 / 25.4^2)] = 10.6 \text{ in} \approx 269.24 \text{ mm}$$

$$(l_d)_1 = \{(l_{db}) \times \alpha_A \times \alpha_B\} \geq 25.5 d_b \text{ in}$$

$$(l_d)_1 = \left\{ \left[(10.6) \times 2 \times 1 \right] \geq \left[25.5 \times (16 / 25.4) \right] \right\}$$

$$(l_d)_1 = 21.2 \geq 16.063 \text{ in}$$

$$(l_d)_1 = 21.2 \text{ in} \approx 538.48 \text{ mm}$$

$$l_d = \left\{ (l_d)_1 \times (\alpha_c \leq 1.7) \times \alpha_D \times \alpha_E \right\} \times \alpha_{\text{se}} \geq 12 \text{ in}$$

$$l_d = \left\{ 21.2 \times (1.2) \times 1 \times 0.94 \right\} \times 0.97 \geq 12 \text{ in}$$

$$l_d = 23.2 \geq 12 \text{ in}$$

$$l_d = 23.2 \text{ in} \approx 589.28 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm}$$

Perhitungan Tulangan Sengkan (A_{sh})

$$A_{\text{cr}} = l_d \times b = 589.28 \times 400 = 235712 \text{ mm}^2$$

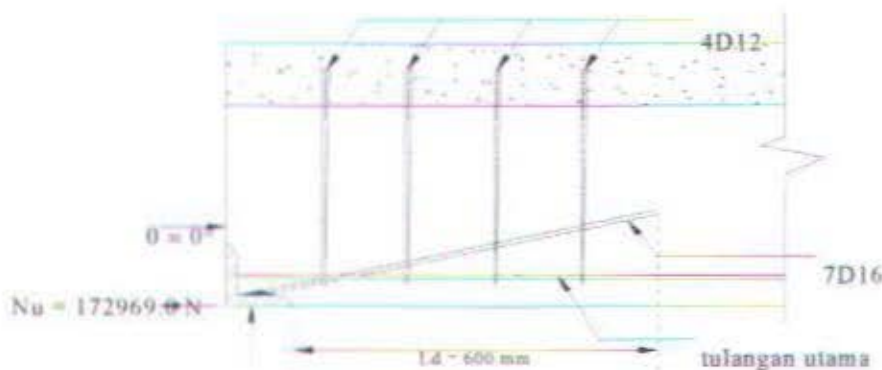
$$\mu_e = \frac{1000 \times \lambda \times A_{\text{cr}} \times \mu}{(A_{\text{vf}} + A_n) \times f_y} \text{ atau } \mu_e = \frac{6.895 \times \lambda \times A_{\text{cr}} \times \mu}{(A_{\text{vf}} + A_n) \times f_y} \text{ dalam SI}$$

$$\mu_e = \frac{6.895 \times 1 \times 235712 \times (1.4 \times 1)}{(1256) \times 400} = 4.5289 > 3.4, \text{ jadi digunakan } \mu_e = 3.4$$

$$A_{sh} = \frac{(A_{\text{vf}} + A_n) \times f_y}{\mu_e \times f_{y_s}}$$

$$A_{sh} = \frac{(1256) \times 400}{3.4 \times 400} = 369.412 \text{ mm}^2$$

dipasang tulangan 4D12 ($A_s = 452.389 \text{ mm}^2$)



Agar pelat siku dengan tulangan $A_{\text{vf}} + A_n$ menyatu, maka dilakukan penyambungan dengan menggunakan las. Perhitungan las untuk sambungan tersebut adalah sebagai berikut :

Data :

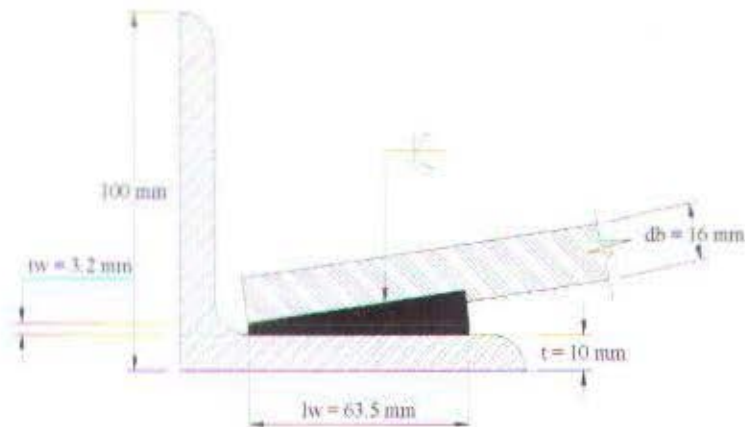
- pelat siku 100 x 100 x 10 BJ 37 ($t = 10 \text{ mm}$ atau $3/8 \text{ in}$)

- tulangan $A_{vf} + A_n$ diameter 16 mm (# 5)
- Las electrode E70

Berdasarkan table 6.20.3 PCI Design Handbook, didapatkan :

$$t_w = 0.2 \times d_b = 0.2 \times 16 = 3.2 \text{ mm}$$

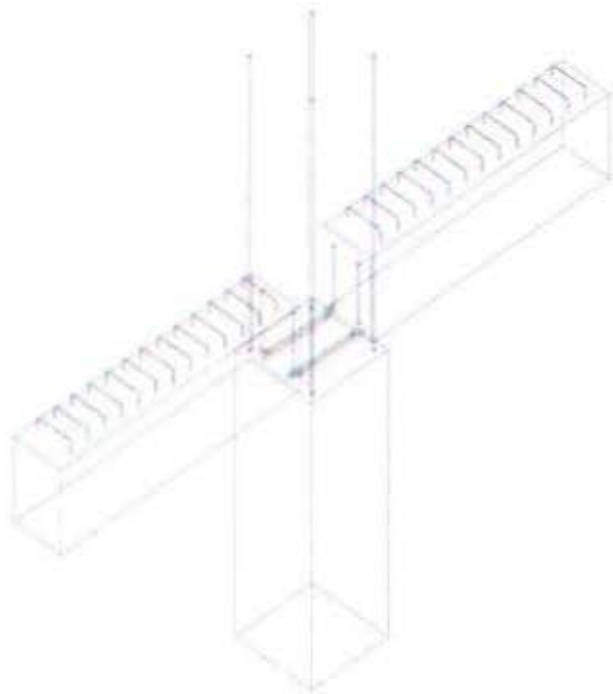
$$l_w = 2.5 \text{ in} = 63.5 \text{ mm (untuk Las E70 dengan diameter tulangan 16 mm dan tebal pelat 10 mm)}$$



6.4.3 Perhitungan Panjang Penyaluran

Sistem sambungan basah antara balok dengan kolom pada perencanaan kali ini memanfaatkan panjang penyaluran dari tulangan balok, terutama tulangan pada bagian bawah yang nantinya akan dijangkarkan atau dikaitkan ke atas.

Untuk mengantisipasi adanya gaya gempa bolak-balik, maka panjang penyaluran diasumsikan menerima tekan dan juga menerima tarik sehingga pada perencanaan kali ini dihitung dengan dua kondisi, yaitu kondisi tekan dan kondisi tarik.



- *Panjang Penyaluran Tulangan Deform Dalam Tekan*

Berdasarkan SK SNI T – 15 – 1991 – 03 – 3.5.3, panjang penyaluran batang tulangan deform yang mengalami tekan ditetapkan menurut ketentuan sebagai berikut :

$$- l_d = l_{db} \times A_{s \text{ perlu}} / A_{s \text{ ada}}$$

$$- l_d \geq 200 \text{ mm}$$

$$- l_{db} = d_b f_y / (4 \sqrt{f'c})$$

$$- l_{db} \geq 0.04 d_b f_y$$

Perhitungan :

$$D_{tul} = 32 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ ada}} = 5626.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu}} = 5127 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} l_{db} &= 32 \times 400 / (4 \times \sqrt{30}) > 0.04 \times 32 \times 400 \\ &= 584 \text{ mm} > 512 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l_d &= 584 \times (5127 / 5626.8) \\ &= 532 > 200 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

- *Panjang Penyaluran Kait Standar Dalam Tarik*

Berdasarkan SK SNI T – 15 – 1991 – 03 – 3.5.5, panjang penyaluran kait dari batang yang mengalami tarik ditetapkan menurut ketentuan sebagai berikut :

$$- l_{db} = l_{hb} \times f_y / 400$$

$$- l_{db} \geq 8 d_b$$

$$- l_{db} \geq 150 \text{ mm}$$

$$- l_{hb} = 100 d_b / \sqrt{f'c}$$

- kait dengan bengkokan $90^\circ \rightarrow$ ditambah $12 d_b$ pada ujung batang bebas

Perhitungan :

$$l_{hb} = 100 \times 32 / \sqrt{30} = 584.2 \text{ mm}$$

$$l_{db} = 584.2 \times 400 / 400 > 8 \times 32$$

$$= 584.2 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\text{panjang batang bebas} = 12 \times 32 = 384 \text{ mm}$$

Jadi dipasang panjang penyaluran 584.2 mm dengan tekukan 90° dengan panjang ujung batang bebas 384 mm

6.5 SAMBUNGAN BALOK ANAK – BALOK INDUK

Sistem sambungan basah pada balok induk dengan balok anak sama dengan sambungan pada balok dengan kolom. Untuk menjamin perilaku monolit pada sambungan ini, maka tambahkan panjang penyaluran yang berfungsi sebagai penjangkaran. Bentuk panjang penyaluran (penjangkaran) sama dengan bentuk sambungan balok-kolom kondisi tarik.

- *Panjang Penyaluran Tulangan Deform Dalam Tekan*

Berdasarkan SK SNI T – 15 – 1991 – 03 – 3.5.3, panjang penyaluran batang tulangan deform yang mengalami tekan ditetapkan menurut ketentuan sebagai berikut :

$$- l_d = l_{db} \times A_s \text{ perlu} / A_s \text{ ada}$$

$$- l_d \geq 200 \text{ mm}$$

$$- l_{db} = d_b f_y / (4 \sqrt{f'_c})$$

$$- l_{db} \geq 0.04 d_b f_y$$

Perhitungan :

$$D_{tul} = 18 \text{ mm}$$

$$A_{s_{ada}} = 1271.7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{perlu}} = 1105.7 \text{ mm}^2$$

$$l_{db} = 18 \times 400 / (4 \times \sqrt{30}) > 0.04 \times 18 \times 400$$

$$= 328.7 \text{ mm} > 288 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$l_d = 328.7 \times (1105.7 / 1271.7)$$

$$= 285.8 > 200 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

- *Panjang Penyaluran Kait Standar Dalam Tarik*

Berdasarkan SK SNI T – 15 – 1991 – 03 – 3.5.5, panjang penyaluran kait dari batang yang mengalami tarik ditetapkan menurut ketentuan sebagai berikut :

$$- l_{db} = l_{hb} \times f_y / 400$$

$$- l_{db} \geq 8 d_b$$

$$- l_{db} \geq 150 \text{ mm}$$

$$- l_{hb} = 100 d_b / \sqrt{f'_c}$$

- kait dengan bengkokan $90^\circ \rightarrow$ ditambah $12 d_b$ pada ujung batang bebas

Perhitungan :

$$l_{hb} = 100 \times 18 / \sqrt{30} = 312 \text{ mm}$$

$$l_{db} = 312 \times 400 / 400 > 8 \times 18$$

$$= 312 \text{ mm} > 144 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\text{panjang batang bebas} = 12 \times 18 = 216 \text{ mm}$$

Jadi dipasang panjang penyaluran 312 mm dengan tekukan 90° dengan panjang ujung batang bebas 216 mm

BAB VII

DESAIN PONDASI

Cipta Karya
perumahan

BAB VII

DESAIN PONDASI

7.1 UMUM

Dalam sebuah dunia konstruksi, keberadaan bangunan bawah sangatlah penting. Oleh karena itu, dalam setiap pembangunan, sekaku dibutuhkan suatu pondasi sebagai tempat berdiri suatu bangunan. Dalam perencanaan kali ini, digunakan sistem pondasi dalam dengan menggunakan tiang pancang beton (*Precast Reinforced Concrete Pile*) produksi PT. WIKA dengan bentuk penampang bulat berongga (*Round Hollow*). Dikatakan pondasi dalam jika perbandingan antara kedalaman pondasi (D) dengan diameternya (B) adalah lebih besar sama dengan 10 ($D/B \geq 10$).

Dari data tanah yang didapat (*Standart Penetration Test*), diketahui bahwa tanah pada lokasi dibangunnya gedung perkantoran ini didominasi oleh lanau.

7.2 DATA TANAH

Penyelidikan tanah berfungsi untuk mengetahui jenis dari tanah sehingga dapat dilakukan perencanaan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut.

Perencanaan pondasi pada gedung perkantoran ini sesuai dengan penyelidikan tanah di lapangan. Dari data hasil penyelidikan tanah dapat diketahui jenis tanah yang ada dan nilai DCPT (*Dutch Cone Penetrometer Test*) dan SPT (*Standart Penetration Test*). Dalam menghitung daya dukung tanah, digunakan data tanah hasil uji dari *Cone Penetrometer Test (CPT)*.

7.3 KRITERIA DESIGN

7.3.1 Kekuatan dan Dimensi Tiang

- Dipakai tiang pancang beton pratekan (*Prestressed Concrete Pile*) dengan bentuk penampang bulat berongga (*Round Hollow*).

- Mutu beton tiang pancang K-600 (*concrete cube compressive strength is 600 kg/cm² at 28 days*).
- Tiang pancang yang direncanakan adalah menggunakan alternatif jenis tiang dengan spesifikasi sebagai berikut :

WIKA PILE CLASSIFICATION

Pile Diameter (mm)	Thick (mm)	Class	PC Wire		Area of Steel (cm ²)	Area of Concrete (cm ²)	Section Modulus (cm ³)	Effective Prestress (kg/cm ²)	Allowable Axial(T)	Bending Moment	
			D (mm)	Numb						Crack (tm)	Ult (tm)
600	100	A1	7	20	7.7	1570.8	17255.6	46	235.4	17	25.5

Sumber : Buku Daya Dukung Pondasi Dalam oleh Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi

7.3.2 Tahapan Perencanaan

1. Perhitungan gaya-gaya yang bekerja (axial, horizontal dan momen) akibat dari upper struktur.
2. Perhitungan daya dukung tanah dasar.
3. Perhitungan jumlah tiang dalam satu poer / kelompok.
4. Perencanaan Poer
5. Perencanaan Sloof.

7.4 DAYA DUKUNG TANAH

7.4.1 Daya Dukung Tiang Tunggal

Untuk menghitung daya dukung tiang pancang berdasarkan hasil uji CPT digunakan metode Philipponnat.

Daya dukung nominal total sebuah tiang pondasi :

$$Q_N = (Q_p)_a + (Q_s)_a$$

Dimana :

Q_N : Daya dukung nominal total sebuah tiang

$(Q_p)_a$: Daya dukung sebuah tiang akibat ujung tiang (ijin)

$(Q_s)_a$: Daya dukung sebuah tiang akibat selimut (*skin*) tiang (ijin)

Dengan :

$$(Q_p)_a = \frac{A \times q_p}{2}, \text{ dari unsur ujung tiang dengan angka keamanan 2}$$

$$(Q_s)_a = \frac{P}{2} \times \sum (f_{u_i} \cdot h_i), \text{ dari unsur lekatan dengan angka keamanan 2}$$

Unsur Ujung Tiang :

$$q_p = \alpha_p \times \bar{R}_p \text{ dengan } \bar{R}_p = \frac{1}{6B} \int_{z-p-3B}^{z+p+3B} R_p(z) dz$$

Dimana :

R_p = rata-rata conus sepanjang 3B diatas hingga 3B dibawah pondasi

Z_p = posisi ujung bawah tiang

A = luas tiang bagian bawah

P = keliling tiang

B = diameter tiang

α_p = koefisien jenis tanah

f_{u_i} = Lekatan lateral batas dari lapisan i setebal h_i

Tabel koefisien α_p

Jenis Tanah	α_p
Lempung dan Kapur	0.50
Lanau	0.45
Pasir	0.40
Kerikil	0.35

Sumber : Daya Dukung Pondasi Dalam Oleh Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi

Unsur Lekatan (Frottement) :

$$f_u = \alpha_f \frac{R_p}{\alpha_s}$$

α_s = koefisien fungsi tanah

α_f = koefisien tipe tiang

Σh_i = kedalaman tiang (D)

Tabel koefisien α_s

Jenis Tanah	α_s
Lempung dan Kapur	50
Lanau, lempung berpasir	60
Pasir berlempung	
Pasir Lepas	100
Pasir Sedang	150
Pasir padat	
Kerikil	200

Sumber : Daya Dukung Pondasi Dalam Oleh Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi

Tabel koefisien α_f

Bahan Tiang	Tipe Tiang	α_f
Beton	Tiang dipancang	1.25
	Tiang dibor dan divibrasi	1.00
	Tiang diinjeksi	0.85
	Tiang dibor untuk $\emptyset \leq 1.50$ m	0.75
	Tiang dibor dengan $\emptyset > 1.50$ m	
Baja	Tiang Profil H	1.10
	Tiang Baja dipancang	0.60
	Tiang Baja terbuka dipasang dengan cara Benoto	0.30

Sumber : Daya Dukung Pondasi Dalam Oleh Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi

7.4.2 Daya Dukung Tiang Kelompok

Disaat sebuah tiang merupakan bagian dari sebuah group, daya dukungnya mengalami modifikasi, karena pengaruh dari group tiang tersebut. Dari problema ini, dapat dibedakan dua fenomena sebagai berikut :

- Pengaruh group disaat pelaksanaan pemancangan tiang-tiang
- Pengaruh group akibat sebuah beban yang bekerja

Pada kasus tiang dipancang dalam tanah kohesif dan jenuh air, kenaikan tegangan air pori dapat menurunkan shear resistance dari tanah disekitarnya hingga 15 sampai dengan 30 % (BROMS).

Untuk pulih ke kekuatan semula, memerlukan waktu yang bervariasi tergantung dari jenis tanah dan cara eksekusi tiang pondasinya. Beberapa variasi waktu tersebut adalah :

Type Tanah \ Type Pondasi	Pasir padat	Lanau dan pasir Lepas jenuh air	Lempung
Tiang dibor	1 bulan	1 bulan	1 bulan
Tiang pancang	8 hari	20 hari	1 bulan

Proses pemancangan dapat menurunkan kepadatan di sekeliling tiang untuk tanah yang padat. Namun untuk kondisi tanah didominasi oleh pasir lepas

atau dengan tingkat kepadatan sedang, pemancangan dapat menaikkan kepadatan disekitar tiang bila jarak antar tiang ≤ 7 s/d 8 diameter.

Untuk daya dukung batas, pengaruh dari sebuah group tiang pondasi tidak perlu diperhitungkan bila jarak as ke as antar tiang adalah ≥ 3 diameter. Sebaliknya, jarak minimum antar tiang dalam group adalah 2 s/d 2.5 diameter tiang.

Untuk kasus daya dukung group pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut dengan koefisien efisiensi C_e .

$$Q_{L(\text{group})} = Q_{L(1 \text{ tiang})} \times n \times C_e$$

dengan n = jumlah tiang dalam group

Untuk menghitung koefisien efisiensi C_e , digunakan cara Converse – Labarre

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{s}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

dimana:

- ϕ : diameter tiang pondasi
- s : jarak as ke as antar tiang dalam group
- m : jumlah baris tiang dalam group
- n : jumlah kolom tiang dalam group

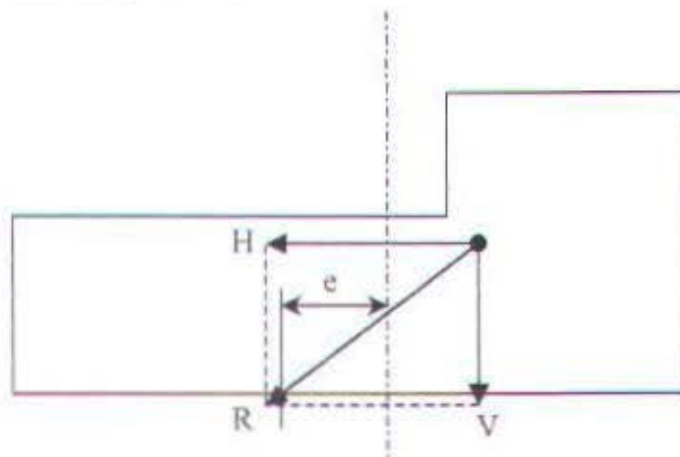
7.4.3 Repartisi Beban-Beban Diatas Tiang Kelompok

Bila diatas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekuivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_z \cdot y_{\max}}{\sum y^2}$$

dimana :

- P_v = Beban vertikal ekivalen
 V = Beban vertikal dari kolom
 n = banyaknya tiang dalam group
 M_x = momen terhadap sumbu x
 M_y = momen terhadap sumbu y
 x_{max} = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
 y_{max} = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
 $\sum x^2$ = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group
 $\sum y^2$ = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group
 nilai x dan y positif jika arahnya sama dengan arah e, dan negative bila berlawanan dengan arah e.



7.5 PERHITUNGAN TIANG PANCANG

Data-data perhitungan pondasi tiang pancang (data beban nominal):

$$P = 388597 \text{ kg}$$

$$M_x = 17309 \text{ kgm}$$

$$M_y = 8643 \text{ kgm}$$

$$H_x = 4370 \text{ kg}$$

$$H_y = 8425 \text{ kg}$$

7.5.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

$$Q_N = (Q_p)_n + (Q_s)_n$$

dengan :

$$(Q_p)_a = \frac{A \times q_p}{2}, \text{ dari unsur ujung tiang dengan angka keamanan 2}$$

$$(Q_s)_a = \frac{P}{2} \times \sum (f_{u_i} \cdot h_i), \text{ dari unsur lekatan dengan angka keamanan 2}$$

$$q_p = \alpha_f \times \bar{R}_f \text{ dengan } \bar{R}_f = \frac{1}{6B} \int_{-3B}^{+3B} R_f(z) dz$$

$$f_u = \alpha_f \frac{R_f}{\alpha_s}$$

dimana :

R_p = rata-rata cone sepanjang 3B diatas hingga 3B dibawah pondasi

Z_p = posisi ujung bawah tiang

$$A = 0.25 \times \pi \times 60^2 = 2827.43 \text{ cm}^2$$

$$P = \pi \times 60 = 188.496 \text{ cm}$$

$$B = 60 \text{ cm}$$

$$\alpha_f = 1,25 \text{ (tiang pancang dari beton)}$$

$$\sum h_i = \text{kedalaman tiang (D)}$$

Diambil tiang pancang dengan kedalaman (D) 14 m dengan diameter (B) 60 cm

Dari perhitungan yang ditabelkan (terlampir), didapat nilai daya dukung satu tiang pancang dengan kedalaman 14 m dan diameter tiang 60 cm adalah 284608.7 kg < $P_{kolom} = 388597 \text{ kg}$. Jadi diperlukan pondasi tiang kelompok.

7.5.2 Daya Dukung Tiang Kelompok

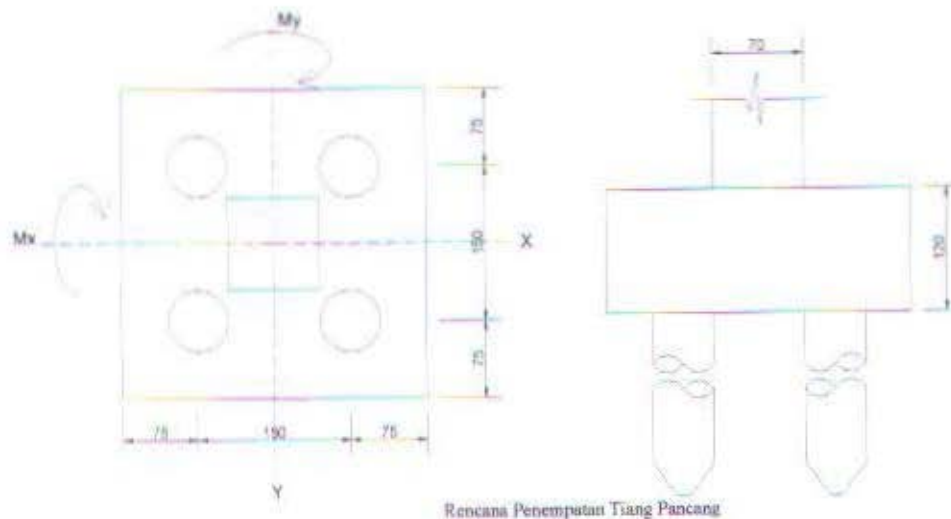
Dalam buku "Daya Dukung Pondasi Dalam" Oleh Prof. Dr. Ir. Herman Wahyudi BAB IX halaman 43, tertulis jarak minimum antar tiang dalam group (as ke as) adalah 2 s/d 2.5 diameter tiang dan harus ≤ 3 diameter tiang. Jika jarak dari as ke as tiang pancang ≥ 3 , maka pengaruh dari sebuah group tiang pondasi tidak perlu diperhitungkan. Berdasarkan hal tersebut, penulis merencanakan jarak dari as ke as tiang pancang, S adalah 150 cm.

$$2B = 2 \times 60 = 120 \text{ cm (jarak minimum)} < 150 \text{ cm (jarak pakai)}$$

$$2.5B = 2.5 \times 60 = 150 \text{ cm (jarak minimum)} \leq 150 \text{ cm (jarak pakai)}$$

$$3B = 3 \times 60 = 180 \text{ cm (jarak maksimum)} > 150 \text{ cm (jarak pakai)}$$

Jadi $S = 150 \text{ cm}$ memenuhi persyaratan diatas.



➤ Perhitungan Daya Dukung Tiang Kelompok

- Perhitungan Koefisien C_e

Dengan menggunakan perumusan Converse – Laberre :

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{s}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{50}{150}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{2}\right) = 0.795$$

$$Q_{L(\text{group})} = Q_{L(1 \text{ tiang})} \times n \times C_e$$

$$Q_{L(\text{group})} = 284608.7 \times 4 \times 0.795 = 905055.666 \text{ kg}$$

- Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok

$$\text{b. berat poer} = 3 \times 3 \times 1.2 \times 2400 = 25920.00 \text{ kg} +$$

$$\text{Berat total} = 414517 \text{ kg}$$

$$414517 \text{ kg} < 905055.666 \text{ kg } [Q_{L(\text{group})}] \dots \text{OK!}$$

➤ **Repartisi Beban Diatas Tiang Kelompok (Beban_{eq} 1 Tiang Pancang)**

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum y^2}$$

$$P_v = \frac{414517}{4} + \frac{8643 \times 0.75}{0.75^2} + \frac{17309 \times 0.75}{0.75^2} = 138231.9167 \text{ kg}$$

Jadi beban maksimum yang diterima oleh satu buah tiang pancang yang dikelompokkan dengan kepala poer adalah :

$$P_v = 138231.9167 \text{ kg} < Q_{ijin} = (284608.7 \text{ kg} \times 0.795) = 226263.9 \text{ kg} \dots \text{OK!}$$

$$P_v = 138231.9167 \text{ kg} < P_{ijin \text{ tiang}} = 235.40 \text{ ton} \dots \text{OK!}$$

7.5.3 Kontrol Kekuatan Tiang Pondasi Terhadap Gaya Lateral

Agar tiang pancang mampu menerima beban lateral yang terjadi, maka kekuatan tiang pancang tersebut harus dikontrol terhadap beban lateral yang terjadi.

Dari spesifikasi data tiang pancang dan data beban lateral yang terjadi, didapatkan :

$$\text{- Bending Momen (crack)} = 17 \text{ tm}$$


$$\text{- Bending Momen (Ultimate)} = 25.5 \text{ tm}$$

$$\text{- } H_x = 4370 \text{ kg}$$

$$\text{- } H_y = 8425 \text{ kg}$$

$$\text{- } L = 14 \text{ m}$$

$$\text{- } E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{50} = 33234.019 \text{ MPa} = 332340.19 \text{ kg/cm}^2$$

Section Name		PANCANG003		Section Name		PANCANG003	
Properties	Property Modifiers	Material	Properties				
<div>Escher Properties</div>	Jet Modifiers	CONC	Cross section (area)	157080	Section modulus about 3 axis	17710360	
Dimensions			Torsional constant	1.021E+10	Section modulus about 2 axis	17710360	
Outside diameter (1/3)	600		Moment of inertia about 3 axis	5.195E+09	Plastic modulus about 3 axis	25333330	
Wall thickness (1/4)	100		Moment of inertia about 2 axis	5.195E+09	Plastic modulus about 2 axis	25333330	
			Shear area in 2 direction	95454	Radius of Gyration about 3 axis	186.2775	
			Shear area in 2 direction	95454	Radius of Gyration about 2 axis	186.2775	

Terzaghi dan Pack memberikan korelasi antara N (jumlah pukulan dalam SPT) dan C_u (*Cohesion Undrained*) untuk tanah berlempung (C_u dalam KPa) :

- Lempung Plastis, $C_u = 12.5 N$
- Lempung Berlanau, $C_u = 10 N$
- Lempung Berpasir, $C_u = 6.7 N$

Dari data boring No 1, didapatkan nilai N dan C_u :

Depth (m)	Soil Description	Jumlah Pukulan (N)	C_u (KPa)	C_u rata (KPa)	C_u rata (kg/cm ²)
3	LL	3	30	72.3	0.723
6	LL	2	20		
9	LL	1	10		
12	LP	25	167.5		
15	LP	20	134		
Σ =			361.5		
LL = Lempung Lanau					
LP = Lempung Pasir					

Dengan menggunakan perumusan dari NAVFAC DM – 7 , maka bisa didapatkan nilai momen maksimum dan defleksi maksimum yang terjadi pada tiang pancang akibat beban horizontal yang bekerja.

Untuk Tiang pancang yang disatukan dengan kepala tiang (poer) pada permukaan tanah, maka digunakan kasus II Figure 13-3, *Design Procedure For Laterally Loaded Piles* hal 7-13-15 (terlampir), Navfac DM-7.

PERHITUNGAN :

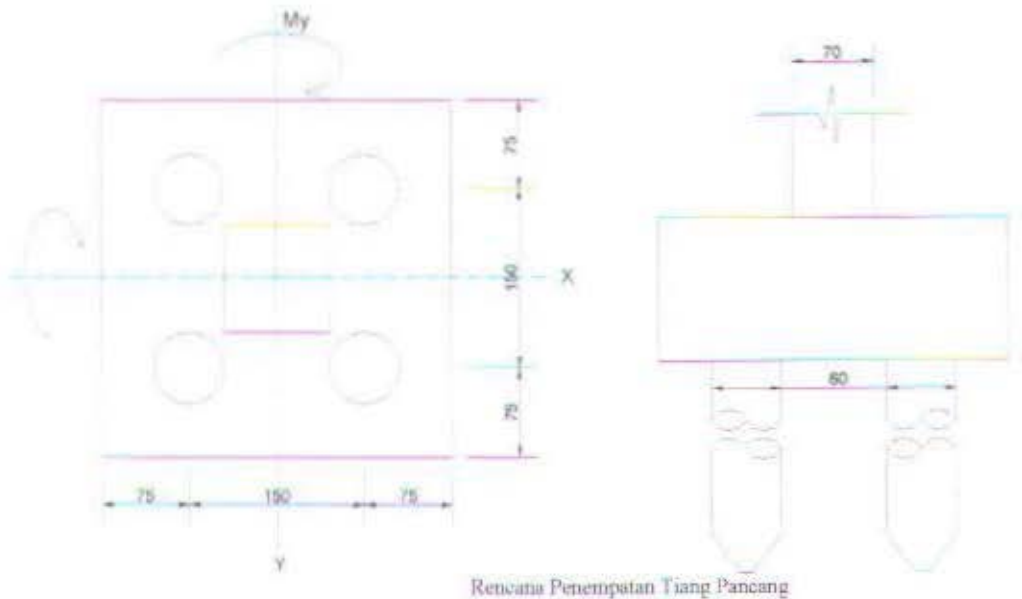
$$C_u = 0.723 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_u = 2 \times C_u = 1.446 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 1.412 \text{ ton/ft}^2 \text{ (ton/ft}^2 = 0.977 \text{ kg/cm}^2\text{)}$$

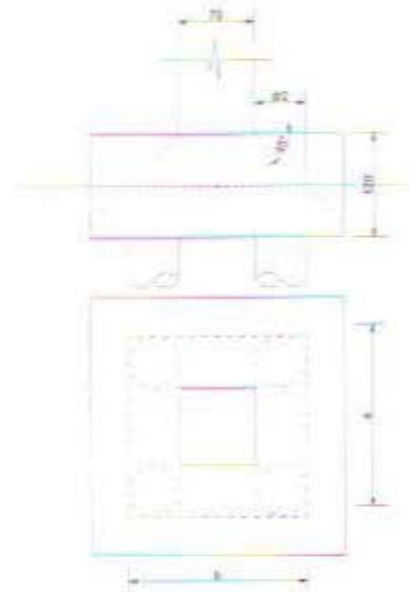
Dari figure 11-8 Navfac DM-7 didapat nilai :

$$f = 17 \text{ ton/ft}^3$$



7.5.4.2 Kontrol Geser Pondasi

Pada pelat atau pondasi telapak, kuat geser terhadap beban terpusat ditentukan oleh kondisi aksi balok dan aksi dua arah. Perencanaan pondasi tersebut harus memenuhi ketentuan pasal 3.4.11 butir 1-2 SK SNI T-15-1991-03, yaitu aksi dua arah dari pondasi telapak, dengan suatu penampang kritis yang tegak lurus terhadap bidang pelat dan terletak sedemikian hingga perimeter, b_o penampang adalah minimum, tetapi tidak perlu lebih dekat dari $d/2$ terhadap perimeter beban terpusat atau daerah reaksi.



Dalam merencanakan tebal poer harus dipenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini ditegaskan pada SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.11 butir 2-1. Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan sebagai berikut :

$$\phi V_c = \phi \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \times b_o \times d \quad \text{pers 3.4-36 SK SNI T-15-1991-03}$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$\phi V_c = \phi \times \frac{1}{2} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi

$$= \frac{700}{700} = 1$$

b_o = keliling dari penampang kritis pada poer

- Keliling penampang kritis

$$b_o = 2(b_k + d) + 2(h_k + d)$$

dimana : b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif poer

$$b_o = 2(700 + 1134) + 2(900 + 1134) = 7336 \text{ mm}$$

- Batas geser pons

$$\phi V_c = 0,6 \left(1 + \frac{2}{1} \right) \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) \times 7336 \times 1134 = 13669551,3 \text{ N} = 1366,9 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 0,6 \times \frac{1}{2} \times \sqrt{30} \times 7336 \times 1134 = 9113034,2 \text{ N} = 911,3 \text{ ton}$$

$$P_u = 613,5 \text{ ton} < \Phi V_c = 911,3 \text{ ton}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons

7.5.4.3 Penulangan poer

Penulangan lentur

Pada penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang (gaya perlawanan tanah) sebesar P dan berat sendiri poer sebesar q . Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

Perhitungan :

$$q_u = [2400 \times (3/2) \times 1,2] \times 1,2 = 5184 \text{ kg/m}$$

$$P_u = Q_{1,1(\text{tiang})} \times SF$$

$$= (284608,7 \times 0,795) \times 2 = 569217,4 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} M_u &= [569217,4 \times (0,75)] - [\frac{1}{2} \times 5184 \times 1,5^2] \\ &= 421081,05 \text{ kgm} = 421081,05 \times 10^4 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Penulangan lentur arah x

$$\frac{M_u}{b \times d^2 \times f'c} = \frac{421081,05 \times 10^4}{(3000/2) \times 1134^2 \times 29,18} = 0,0748$$



Dengan menggunakan tabel momen berfaktor penampang persegi untuk tulangan rangkap $\delta = 0.5$, didapatkan nilai $\omega = 0.103$

$$\rho = \omega \times f'_c / f_y$$

$$\rho = 0.103 \times 29.18 / 370 = 0.008123 > \rho_{\min} \dots\dots\dots \text{OK !}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{370} = 0.0038$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0.008123 \times 1500 \times 1134 = 13817.223 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur D32 – 80 ($A_s = 14476.46 \text{ mm}^2$) arah lebar 1.5 m

Untuk tulangan atas (tekan), A_s' :

$$A_s' = 0.5 A_s$$

$$A_s' = 0.5 \times 13817.223 = 6908.6115 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur D25 – 100 ($A_s' = 7363.108 \text{ mm}^2$) arah lebar 1.5 m

Penulangan lentur arah y

$$\frac{Mu}{b \times d^2 \times f'_c} = \frac{421081.05 \times 10^4}{(3000/2) \times 1102^2 \times 29.18} = 0.0792$$

Dengan menggunakan tabel momen berfaktor penampang persegi untuk tulangan rangkap $\delta = 0.5$, didapatkan nilai $\omega = 0.109$

$$\rho = \omega \times f'_c / f_y$$

$$\rho = 0.109 \times 29.18 / 370 = 0.0086 > \rho_{\min} \dots\dots\dots \text{OK !}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{370} = 0.0038$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0.0086 \times 1500 \times 1102 = 14215.8 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur D32 – 80 ($A_s = 14476.46 \text{ mm}^2$) arah lebar 1.5 m

Untuk tulangan atas (tekan), A_s' :

$$A_s' = 0.5 A_s$$

$$A_s' = 0.5 \times 14215.8 = 7107.9 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur D25 – 100 ($A_s' = 7363.108 \text{ mm}^2$) arah lebar 1.5 m

$$f_c = 0.7 \times \sqrt{30} = 3.7813 \text{ Mpa}$$

$$f_{rada} = \frac{10\% \times Pu}{b \times h} = \frac{0.1 \times 6134890}{450 \times 600} = 2.2 \text{ MPa} < f_c = 3.7813 \text{ MPa} \dots \text{OK!}$$

7.5.5.2 Penulangan Sloof

Kombinasi Lentur dan Aksial Tarik :

- Beban akibat lentur :

$$\text{- Berat sloof} = 0.45 \times 0.6 \times 2400 = 648.00 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Berat dinding} = 5 \times 250 \times 0.75 = 937.50 \text{ kg/m}$$

$$q_{ult} = 1.4 \times (648 + 937.5) = 2219.70 \text{ kg/m}$$

$$M_u = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 2219.7 \times 8^2$$

$$= 17757.6 \text{ kgm}$$

$$\frac{Mu}{b \times d^2 \times f'_c} = \frac{17757.6 \times 10^4}{(450) \times 547.5^2 \times 30} = 0.044$$

Dengan menggunakan tabel momen berfaktor penampang persegi untuk tulangan rangkap $\delta = 0.5$, didapatkan nilai $\omega = 0.059$

$$\rho = \omega \times f'_c / f_y$$

$$\rho = 0.059 \times 30 / 400 = 0.004425$$

$$\rho_{max} = \frac{1.4}{370} = 0.0038$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0.004425 \times 450 \times 547.5 = 1090.2 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan lentur 2 D32 ($A_s = 1607.68 \text{ mm}^2$)

Untuk tulangan atas (tekan), A_s' :

$$A_s' = 0.5 A_s$$

$$A_s' = 0.5 \times 1607.68 = 803.84 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2 D32 ($A_s' = 1607.68 \text{ mm}^2$)

- Beban akibat aksial :

DAFTAR PUSTAKA

Cipta Karya
2001 200120

DAFTAR PUSTAKA

1. Departemen Pekerjaan Umum. 1991, **SKSNI T – 15 – 1991 – 03, Tata cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung**, Penerbit Yayasan LPMB Bandung.
2. Departemen Pekerjaan Umum 1983, **Buku Pedoman Perencanaan Struktur Beton Bertulang Biasa dan Struktur Tembok Bertulang Untuk Gedung**, Penerbit Direktorat Jendral Cipta Karya, Bandung.
3. Departemen Pekerjaan Umum, 1971, **Peraturan Beton Bertulang Indonesia N.I – 2**, Penerbit Direktorat Jendral Cipta Karya.
4. Departemen Pekerjaan Umum, 1987, **Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung**, Penerbit Yayasan Badan Penerbit PU.
5. Departemen Pekerjaan Umum, 1983, **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung**, Penerbit Direktorat Jenderal Cipta Karya, Bandung.
6. Chu-Kia Wang, Charles G. Salmon, 1990, **Desain Beton Bertulang**, Penerbit Erlangga, Jakarta.
7. Jurusan Teknik Sipil ITS 1997, **Tabel, Grafik, dan Diagram Interaksi Untuk Perhitungan Konstruksi Beton Berdasarkan SNI 1993**.
8. W. C. Vis, Gideon Kusuma, 1994, **Dasar – Dasar Perencanaan Beton Bertulang**, Penerbit Erlangga, Jakarta.
9. Istimawan Dipohusodo, 1993, **Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SKSNI T 15 – 1991 – 03**, Badan Penelitian dan Pengembangan PU.
10. Gideon Kusuma, Takim Andriono, **Desain Struktur Rangka Beton Bertulang di Daerah Rawan Gempa Berdasarkan SKSNI T – 15 – 1991 – 03**, Penerbit Erlangga, Jakarta.
11. PCI, Fourth Edition, **PCI Design Handbook Precast and Prestressed Concrete**, PCI Industry Handbook Committee, Chicago.
12. A.S.G. Bruggeling, G.F. Huyghe, 1991, **Prefabrication With Concrete**, A. A. Balkema Brookfield Rotterdam.

13. J. E. Bowles, 1982, **Foundation Analysis and Design**, International Student Edition.
14. Herman Wahyudi, 1993, **Daya Dukung Tiang Pondasi Berdasarkan Hasil Beberapa Percobaan Penetrasi, Pressiometer dan Aplikasinya**, Teknik Sipil, ITS.
15. UBC, Uniform Building Code, 1997

LAMPIRAN

Служба Безопасности
Украины

			qu	Mu	w 1	W 2	p	P min	As perlu	Tulangan	As ter
Tipe Pelat			(kg/m)	(Nmm)					(mm ²)		(n
Lantai	4.5 x 4	Lapangan	1185.2	15200000	0.032	0.041	0.003075	0.0018	384.4	D10 -200	3
		Tumpuan	1185.2	18666000	0.039	0.051	0.0038	0.0018	479	D10 -150	5
	4 x 4	Lapangan	1185.2	13510000	0.029	0.037	0.0028	0.0018	350	D10 -200	3
		Tumpuan	1185.2	16590000	0.035	0.045	0.0034	0.0018	425	D10 -150	5
Atap	4.5 x 4	Lapangan	868.6	11130000	0.024	0.031	0.0023	0.0018	287.5	D10 -200	3
		Tumpuan	868.6	13680000	0.029	0.037	0.0028	0.0018	350	D10 -150	5
	4 x 4	Lapangan	868.6	9900000	0.021	0.027	0.002	0.0018	250	D10 -200	3
		Tumpuan	868.6	12150000	0.026	0.029	0.0021	0.0018	262.5	D10 -150	5

Perhitungan tulangan lentur tangga :

			Qu (kg/m)	Mu (Nmm)	ω_1	ω_2	ρ	rho min	As	Tulangan	As ada
Tangga	2 m	Anak tangga	2547.2	5.908E+07	0.054548015	0.065	0.004875	0.0018	926.25	D13-125	1062
		Bordes	1910.2	5.680E+07	0.13147662	0.182	0.01365	0.0018	1638	D13-75	1770
	1.75 m	Anak tangga	2547.2	4.845E+07	0.045993062	0.058	0.00435	0.0018	826.5	D13-125	1062
		Bordes	1910.2	3.802E+07	0.036096423	0.046	0.00345	0.0018	414	D13-75	785

1 perhitungan penulangan lentur pada balok anak lantai :

Jenis Balok	Dimensi Balok Anak			Dim. Pelat		Bata (kg/m)	q_D balok (kg/m)	q_D pelat (kg/m ²)	q_D ek (kg/m)	q_L pelat (kg/m ²)	q_L ek (kg/m)	q_{ut} (kg/m)	Mu_T (kgm)	M (kgm)
	b (m)	h (m)	L (m)	Lx (m)	Ly (m)									
elum	0.3	0.27	4.5	4	4.5	-	180	543	1600	-	-	2492.00	0	630
posit	0.3	0.27	4	4	4	-	180	543	1448	-	-	2279.20	0	450
udah	0.3	0.4	4.5	4	4.5	1000	288	543	1600	250	736.626	5295.394	11279.87	770
posit	0.3	0.4	4	4	4	1000	288	543	1448	250	666.667	4963.733	10573.17	720

ngan di Lapangan

Jenis Balok	Dimensi Balok Anak			Dim. Pelat		Deck (mm)	ϕ tul	d (mm)	ω_1	ω_2	ρ min	ρ perlu	ρ max	ρ
	b (mm)	h (mm)	L (mm)	Lx (mm)	Ly (mm)									
elum	300	270	4500	4000	4500	30	18	201	0.1735	0.234	0.0035	0.01755	0.024	10
posit	300	270	4000	4000	4000	30	18	211	0.1138	0.161	0.0035	0.012075	0.024	70
udah	300	400	4500	4000	4500	30	18	351	0.07	0.097	0.0035	0.007275	0.024	70
posit	300	400	4000	4000	4000	30	18	351	0.0656	0.091	0.0035	0.006825	0.024	70

ngan di Tumpuan

Jenis Balok	Dimensi Balok Anak			Dim. Pelat		Deck (mm)	ϕ tul	d (mm)	ω_1	ω_2	ρ min	ρ perlu	ρ max	ρ
	b (mm)	h (mm)	L (mm)	Lx (mm)	Ly (mm)									
udah	300	400	4500	4000	4500	30	18	351	0.1017	0.14	0.0035	0.0105	0.024	10
posit	300	400	4000	4000	4000	30	18	351	0.0954	0.131	0.0035	0.009825	0.024	10

10

AUTOMATIC SEISMIC OUTPUT
Case: 10000

AUTO SEISMIC INPUT DATA

Directions: X = East
Typical Eccentricity = 0.4
Eccentricity Override: 0.0

Period Calculations: Program Calculated
Ct = 0.85 (in feet/units)

Top Story: STORY10
Bottom Story: BASE

R = 0.5
I = 1
Hn = 35.000 (Building Height)

Soil Profile Type = SD
Z = 0.5
Ca = 0.2000
Cv = 0.4000

AUTO SEISMIC CALCULATION FORMULAS

$T_a = C_t [H_n]^{0.75}$

If $Z \geq 0.35$ (Zone 4) then: If $T_{etabs} \leq 1.30 T_a$ then $T = T_{etabs}$, else $T = T_a$
If $Z < 0.35$ (Zone 1, 2 or 3) then: If $T_{etabs} \leq 1.40 T_a$ then $T = T_{etabs}$, else $T = T_a$

$V = (C_v / W) / (R / I)$ (Eqn. 1)
 $V \leq 2.5 C_v / W / R$ (Eqn. 2)
 $V \geq 0.11 C_v / W$ (Eqn. 3)

If $T \leq 0.7$ sec, then $F_t = 0$
If $T > 0.7$ sec, then $F_t = 0.8 T / V \leq 0.20 V$

AUTO SEISMIC CALCULATION RESULTS

$T_a = 1.66$ sec
 $T_{Used} = 0.29$ sec
 $W_{Used} = 1095310.1$
 V (Eqn. 1) = 0.0730K
 V (Eqn. 2) = 0.1270K
 V (Eqn. 3) = 0.0000K
 V (Eqn. 4) = 0.0000K
 $V_{Used} = 0.0730K = 734699.39K$
 $F_t_{Used} = 0.0000$

AUTO SEISMIC STORY FORCES

STORY	FX	F1	F2	F3	F4	F5
STORY10	(Forces reported at X = 28.5000, Y = 16.7699, Z = 25.5000) 150730.25	0.00	0.00	0.000	0.000	-134408.08
STORY9	(Forces reported at X = 28.5000, Y = 16.1853, Z = 22.5000) 106214.29	0.00	0.00	0.000	0.000	-169942.53
STORY8	(Forces reported at X = 28.5000, Y = 16.3159, Z = 28.5000) 75565.22	0.00	0.00	0.000	0.000	-152904.30
STORY7	(Forces reported at X = 28.5000, Y = 16.3159, Z = 25.0000) 63829.12	0.00	0.00	0.000	0.000	-134126.84
STORY6	(Forces reported at X = 28.5000, Y = 16.3159, Z = 21.5000)					

	72093.07	0.00	0.00	0.000	0.000	-115348.913
STORY5	{Forces reported at X = 28.5000, Y = 16.3159, Z = 18.0000}					
	60356.99	0.00	0.00	0.000	0.000	-96571.183
STORY4	{Forces reported at X = 28.5000, Y = 16.0000, Z = 14.5000}					
	92189.25	0.00	0.00	0.000	0.000	-147502.802
STORY3	{Forces reported at X = 28.5000, Y = 16.0000, Z = 11.0000}					
	72095.80	0.00	0.00	0.000	0.000	-115353.277
STORY2	{Forces reported at X = 28.5000, Y = 16.0000, Z = 7.5000}					
	48677.46	0.00	0.00	0.000	0.000	-77883.940
STORY1	{Forces reported at X = 28.5000, Y = 18.6708, Z = 4.0000}					
	20905.64	0.00	0.00	0.000	0.000	-18712.921

AUTO SEISMIC DIAPHRAGM FORCES

STORY	DIAPHRAGM	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
STORY10	D1	{Forces reported at X = 28.5000, Y = 16.7693, Z = 35.5000}					
		124891.31	0.00	0.00	0.000	0.000	-199826.101
STORY9	D1	{Forces reported at X = 28.5000, Y = 16.1553, Z = 32.0000}					
		106214.09	0.00	0.00	0.000	0.000	-169942.551
STORY8	D1	{Forces reported at X = 28.5000, Y = 16.3159, Z = 28.5000}					
		95565.23	0.00	0.00	0.000	0.000	-152904.373
STORY7	D1	{Forces reported at X = 28.5000, Y = 16.3159, Z = 25.0000}					
		83829.15	0.00	0.00	0.000	0.000	-134126.643
STORY6	D1	{Forces reported at X = 28.5000, Y = 16.3159, Z = 21.5000}					
		72093.07	0.00	0.00	0.000	0.000	-115348.913
STORY5	D1	{Forces reported at X = 28.5000, Y = 16.3159, Z = 18.0000}					
		60356.99	0.00	0.00	0.000	0.000	-96571.183
STORY4	D1	{Forces reported at X = 28.5000, Y = 16.0000, Z = 14.5000}					
		92189.25	0.00	0.00	0.000	0.000	-147502.802
STORY3	D1	{Forces reported at X = 28.5000, Y = 16.0000, Z = 11.0000}					
		72095.80	0.00	0.00	0.000	0.000	-115353.277
STORY2	D1	{Forces reported at X = 28.5000, Y = 16.0000, Z = 7.5000}					
		48677.46	0.00	0.00	0.000	0.000	-77883.940
STORY1	D1	{Forces reported at X = 28.5000, Y = 18.6708, Z = 4.0000}					
		20045.88	0.00	0.00	0.000	0.000	-32073.408

ETABS v8.0.0 File: ETABSTATISALREVIST Ngi-m Units PAGE 1
January 18, 2004 10:06

10

STORY DATA

STORY	SIMILAR TO	HEIGHT	ELEVATION
STORY10	None	3.000	35.300
STORY9	STORY10	3.000	32.300
STORY8	STORY10	3.000	29.300
STORY7	STORY10	3.000	26.300
STORY6	STORY10	3.000	23.300
STORY5	STORY10	3.000	20.300
STORY4	STORY10	3.000	17.300
STORY3	STORY10	3.000	14.300
STORY2	STORY10	3.000	11.300
STORY1	STORY10	4.000	7.300
BASE	None		3.000

ETABS v8.0.0 File: ETABSTATISALREVIST Ngi-m Units PAGE 2
January 18, 2004 10:06

10

MASS SOURCE DATA

MASS	LATERAL	UMP MASS
FROM	SPRS ONLY	AT STORIES
Loads	Yes	Yes

MASS SOURCE LOADS

LOAD	MULTIPLIER
MATT	0.7933
HTUP	0.3986

ETABS v8.0.0 File: ETABSTATISALREVIST Ngi-m Units PAGE 3
January 18, 2004 10:06

20

DIAPHRAGM MASS DATA

STORY	DIAPHRAGM	MASS-X	MASS-Y	PHI	R-M	T-M
STORY10	11	88925.1449	88935.1448	12032282	28.500	16.769
STORY9	11	88543.8928	88543.8928	16264404	28.500	16.175
STORY8	11	88408.7438	88408.7438	16492156	28.500	16.316
STORY7	11	88408.7438	88408.7438	16492156	28.500	16.316
STORY6	11	88408.7438	88408.7438	16492156	28.500	16.316
STORY5	11	88408.7438	88408.7438	16492156	28.500	16.316
STORY4	11	161841.0723	161841.0723	61763289	28.500	16.000
STORY3	11	168840.8081	168840.8081	80280451	28.500	16.000
STORY2	11	168814.6688	168814.6688	61600385	28.500	16.000
STORY1	11	127646.7777	127646.7777	57051797	28.500	16.671

ETABS v8.0.0 File: ETABSTATISALREVIST Ngi-m Units PAGE 4
January 18, 2004 10:06

20

MATERIAL PROPERTY DATA

MATERIAL NAME	MATERIAL TYPE	DESIGN TYPE	MATERIAL DIM/PLANE	MODULUS OF ELASTICITY	POISSON'S RATIO	THERMAL COEFF	SHEAR MODULUS
CONC	1ac	Concrete	All	2431000000	0.2000	9.9000E-06	1054683333

MATERIAL PROPERTY MASS AND WEIGHT

CONCRETE BEAM DATA

FRAME SECTION NAME	TOP COVER	BOT COVER	TOP LEFT AREA	TOP RIGHT AREA	BOT LEFT AREA	BOT RIGHT AREA
BALCON-4.1	0.0360	0.0200	0.000	0.000	0.000	0.000
BALCON	0.0400	0.0800	0.000	0.000	0.000	0.000

ETABS v8.08 File: ETABSTATISAIREVISI Kgf-m Units PAGE 7
January 15, 2004 10:04

10

STATIC LOAD CASES

STATIC CASE	CASE TYPE	AUTO LAT LOAD	SELF WT MULTPLIER
DEAD	DEAD	N/A	1.0000
LIVE	LIVE	N/A	0.0000
WIND	WIND	None	0.0000
SEISM	SEISM	USC97	0.0000

ETABS v8.08 File: ETABSTATISAIREVISI Kgf-m Units PAGE 8
January 15, 2004 10:08

20

RESPONSE SPECTRUM CASES

RESP SPECT CASE: SPEC1

BASIC RESPONSE SPECTRUM DATA

MODAL COMBO	DIRECTION COMBO	MODAL DAMPING	SPECTRUM ANGLE
EQC	SEISM	0.0500	0.0000

RESPONSE SPECTRUM FUNCTION ASSIGNMENT DATA

DIRECTION	FUNCTION	SCALE FACT
U1	ACEL	9.8100

ETABS v8.08 File: ETABSTATISAIREVISI Kgf-m Units PAGE 9
January 15, 2004 10:08

30

LOADING COMBINATIONS

COMBO	COMBO TYPE	CASE	CASE TYPE	SCALE FACTOR
COMB1	ADD	DEAD	Static	1.4000
		LIVE	Static	1.0000
COMB2	ADD	DEAD	Static	1.0500
		LIVE	Static	1.2750
		WIND	Static	1.2750
COMB3	ADD	DEAD	Static	0.9000
		WIND	Static	1.3000
COMB4	ADD	DEAD	Static	1.1002
		SPEC1	Spectra	1.4300
COMB5	ADD	DEAD	Static	1.2500
		LIVE	Static	1.2750
		SPEC1	Spectra	1.4025

MATERIAL	MASS PER	WEIGHT PER
NAME	UNIT VOL	UNIT VOL
CONC	2.4483E+01	2.4483E+01

MATERIAL DESIGN DATA FOR CONCRETE MATERIALS

MATERIAL	LIGHTWEIGHT	CONCRETE	REBAR	REBAR	LIGHTWT
NAME	CONCRETE	FC	FT	SYS	REDUC FACT
CONC	NO	2009143.000	40788648	10789648	N/A

STARS v9.08 File: STARS\STATISTICS\REVIEW.DAT - Units: PAGE 6
January 10, 2004 10:08

FRAME SECTION PROPERTY DATA

FRAME SECTION NAME	MATERIAL NAME	SECTION SHAPE NAME OR NAME IN SECTION DATABASE FILE	COMT COL	CONC BEAM
COLUMN	CONC	Rectangular	Yes	
BALCON4-4.5	CONC	Rectangular		Yes
BALCON5	CONC	Rectangular		Yes

FRAME SECTION PROPERTY DATA

FRAME SECTION NAME	SECTION DEPTH	FLANGE WIDTH TOP	FLANGE THICK TOP	WEB THICK	FLANGE WIDTH BOT	FLANGE THICK BOT
COLUMN	0.7000	0.7000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
BALCON4-4.5	0.4000	0.4000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
BALCON5	0.4000	0.4000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

FRAME SECTION PROPERTY DATA

FRAME SECTION NAME	SECTION AREA	TORSIONAL CONSTANT	MOMENTS OF INERTIA		SHEAR AREAS	
			I33	I22	A2	A3
COLUMN	0.4900	5.0338	0.0200	0.0200	0.4083	0.4083
BALCON4-4.5	0.2400	0.0075	0.0072	0.0032	0.2000	0.2000
BALCON5	0.2400	0.0075	0.0072	0.0032	0.2000	0.2000

FRAME SECTION PROPERTY DATA

FRAME SECTION NAME	SECTION MODULI		PLASTIC MODULI		RADIUS OF GYRATION	
	S33	S22	I33	I22	R33	R22
COLUMN	0.0673	0.0673	0.0856	0.0856	0.2021	0.2021
BALCON4-4.5	0.0240	0.0140	0.0240	0.0240	0.1732	0.1155
BALCON5	0.0240	0.0140	0.0240	0.0240	0.1732	0.1155

FRAME SECTION WEIGHTS AND MASSES

FRAME SECTION NAME	TOTAL WEIGHT	TOTAL MASS
COLUMN	2183709	222041.7734
BALCON4-4.5	1117408	113877.1494
BALCON5	1043303	106912.7196

CONCRETE COLUMN DATA

FRAME SECTION NAME	REINF CONFIGURATION	REINFT SIZE/TYPE	NUM BARS	NUM BARS	BAR COVER
	LONGIT	LATERAL	3DIR/2DIR	CIRCULAR	
COLUMN	Rectangular Ties	3DB/Design	4/4	N/A	0.0000

l Penulangan Lentur Balok Induk Sesudah Komposit Lantai 1

Dim. Balok Induk			Lapangan									Tumpuan								
b (m)	h (m)	L (m)	Mu (kgm)	d (mm)	Mu/bd ² fc'	ρ	ρ_{bal}	As perlu (mm ²)	Dtul (mm)	Tul. Pasang	Mu (kgm)	d (mm)	Mu/bd ² fc'	ρ	ρ_{bal}	As perlu (mm ²)	Dtul (mm)	Tul. Pasang		
0.4	0.6	8	23302.66	564	0.06104722	0.062	0.00616	0.0036	1387.44	32	2	37068.664	564	0.0670846	0.133	0.009975	0.0036	2250.36	32	3
0.4	0.6	4.5	10890.37	564	0.02800614	0.036	0.0027	0.0035	789.6	32	2	72965	564	0.1911504	0.261	0.019575	0.0035	4416.12	32	6
0.4	0.6	4	2629.577	564	0.00666754	0.0065	0.0006375	0.0036	789.6	32	2	66065	564	0.178366	0.234	0.01755	0.0036	3666.28	32	5

l Penulangan Lentur Balok Induk Sesudah Komposit Lantai 2

Dim. Balok Induk			Lapangan									Tumpuan								
b (m)	h (m)	L (m)	Mu (kgm)	d (mm)	Mu/bd ² fc'	ρ	ρ_{min}	As perlu (mm ²)	Dtul (mm)	Tul. Pasang	Mu (kgm)	d (mm)	Mu/bd ² fc'	ρ	ρ_{min}	As perlu (mm ²)	Dtul (mm)	Tul. Pasang		
0.4	0.6	8	21094.22	564	0.0553	0.074	0.00555	0.0035	1252.08	32	2	35043	564	0.0918	0.123	0.009225	0.0035	2081.16	32	3
0.4	0.6	4.5	8005.867	564	0.0210	0.026	0.00195	0.0035	789.6	32	2	64551.5	564	0.1691	0.232	0.0174	0.0035	3925.44	32	5
0.4	0.6	4	3737.053	564	0.00979	0.012	0.0009	0.0035	789.6	32	2	70538	564	0.1848	0.253	0.018975	0.0035	4280.76	32	6

l Penulangan Lentur Balok Induk Sesudah Komposit Lantai 3

Dim. Balok Induk			Lapangan									Tumpuan								
b (m)	h (m)	L (m)	Mu (kgm)	d (mm)	Mu/ bd ² fc'	ρ	ρ_{min}	As perlu (mm ²)	Dtul (mm)	Tul. Pasang	Mu (kgm)	d (mm)	Mu/ bd ² fc'	ρ	ρ_{min}	As perlu (mm ²)	Dtul (mm)	Tul. Pasang		
0.4	0.6	8	22928.2	564	0.06007	0.058	0.00435	0.0035	981.36	32	2	33403.48	564	0.0675	0.12	0.009	0.0035	2030.4	32	3
0.4	0.6	4.5	7440.35	564	0.01949	0.0245	0.0018375	0.0035	789.6	32	2	60956	564	0.1597	0.218	0.01635	0.0035	3668.56	32	5
0.4	0.6	4	3435.61	564	0.009	0.011	0.000825	0.0035	789.6	32	2	87190	564	0.1780	0.242	0.01815	0.0035	4094.64	32	6

l Penulangan Lentur Balok Induk Sesudah Komposit Lantai 4

Dim. Balok Induk			Lapangan									Tumpuan								
b (m)	h (m)	L (m)	Mu (kgm)	d (mm)	Mu/ bd ² lc'	ω	ρ	ρ_{min}	As perlu (mm ²)	Dtul (mm)	Tul. Pasang	Mu (kgm)	d (mm)	Mu/ bd ² lc'	ω	ρ	ρ_{min}	As perlu (mm ²)	Dtul (mm)	Tul. Pasang
0.4	0.6	8	23910.7	564	0.06264	0.064	0.0063	0.0035	1421.26	32	2	32615.5	564	0.0854	0.115	0.008625	0.0035	1945.8	32	3
0.4	0.6	4.5	13810.5	564	0.03616	0.046	0.00345	0.0035	789.6	32	2	59736	564	0.1565	0.214	0.01608	0.0035	3620.68	32	5
0.4	0.6	4	3168.3	564	0.0063	0.011	0.000825	0.0035	789.6	32	2	76079	564	0.2045	0.278	0.0207	0.0035	4669.92	32	6

l Penulangan Lentur Balok Induk Sesudah Komposit Lantai 5

Dim. Balok Induk			Lapangan									Tumpuan								
b (m)	h (m)	L (m)	Mu (kgm)	d (mm)	Mu/ bd ² lc'	ω	ρ	ρ_{min}	As perlu (mm ²)	Dtul (mm)	Tul. Pasang	Mu (kgm)	d (mm)	Mu/ bd ² lc'	ω	ρ	ρ_{min}	As perlu (mm ²)	Dtul (mm)	Tul. Pasang
0.4	0.6	8	22904.4	564	0.0600	0.081	0.006075	0.0035	1370.52	32	2	36626.51	564	0.0960	0.13	0.00975	0.0035	2199.6	32	3
0.4	0.6	4.5	6553.94	564	0.0172	0.0215	0.0016125	0.0035	789.6	32	2	82823	564	0.2170	0.289	0.021675	0.0035	4889.88	32	7
0.4	0.6	4	11381.3	564	0.0298162	0.038	0.00285	0.0035	789.6	32	2	87173	564	0.2284	0.303	0.022725	0.0035	5126.76	32	7

l Penulangan Lentur Balok Induk Sesudah Komposit Lantai 6

Dim. Balok Induk			Lapangan									Tumpuan								
b (m)	h (m)	L (m)	Mu (kgm)	d (mm)	Mu/ bd ² lc'	ω	ρ	ρ_{min}	As perlu (mm ²)	Dtul (mm)	Tul. Pasang	Mu (kgm)	d (mm)	Mu/ bd ² lc'	ω	ρ	ρ_{min}	As perlu (mm ²)	Dtul (mm)	Tul. Pasang
0.4	0.6	8	6389.42	564	0.016739	0.021	0.001575	0.0035	789.6	32	2	38043.96	564	0.09967	0.136	0.0102	0.0035	2301.12	32	3
0.4	0.6	4.5	9341.33	564	0.02447	0.031	0.002325	0.0035	789.6	32	2	77938	564	0.20418	0.275	0.020625	0.0035	4653	32	6
0.4	0.6	4	8744.95	564	0.02291	0.029	0.002175	0.0035	789.6	32	2	80410	564	0.21085	0.289	0.021675	0.0035	4689.88	32	7



l Penulangan Lentur Balok Induk Sesudah Komposit Lantai 7

Dim. Balok Induk			Lapangan									Tumpuan								
b (m)	h (m)	L (m)	Mu (kgm)	d (mm)	Mu/ bd ² /k'	w	ρ	ρmin	As perlu (mm ²)	Dtul (mm)	Tul. Pasang	Mu (kgm)	d (mm)	Mu/ bd ² /k'	w	ρ	ρmin	As perlu (mm ²)	Dtul (mm)	Tul. Pasang
0.4	0.6	8	22902.956	564	0.0600001	0.077	0.005775	0.0035	1302.84	32	2	37727.45	564	0.098837	0.138	0.01035	0.0035	2334.96	32	3
0.4	0.6	4.5	8772.53	564	0.0229819	0.029	0.002173	0.0035	789.6	32	2	67122	564	0.175843	0.241	0.018073	0.0035	4077.72	32	6
0.4	0.6	4	8283.45	564	0.0217006	0.028	0.0021	0.0035	789.6	32	2	68123	564	0.178466	0.249	0.018373	0.0035	4145.4	32	6

l Penulangan Lentur Balok Induk Sesudah Komposit Lantai 8

Dim. Balok Induk			Lapangan									Tumpuan								
b (m)	h (m)	L (m)	Mu (kgm)	d (mm)	Mu/ bd ² k'	w	ρ	ρmin	As perlu (mm ²)	Dtul (mm)	Tul. Pasang	Mu (kgm)	d (mm)	Mu/ bd ² k'	w	ρ	ρmax	As perlu (mm ²)	Dtul (mm)	Tul. Pasang
0.4	0.6	8	22928.1	564	0.060066	0.081	0.006073	0.0035	1370.32	32	2	36385.01	564	0.09532	0.13	0.00973	0.024	2199.6	32	3
0.4	0.6	4.5	7716.76	564	0.020216	0.0255	0.0019125	0.0035	789.6	32	2	52878	564	0.138527	0.19	0.01425	0.024	3214.8	32	4
0.4	0.6	4	7064.51	564	0.0185073	0.0235	0.0017625	0.0035	789.6	32	2	52097	564	0.136481	0.187	0.014025	0.024	3164.04	32	4

l Penulangan Lentur Balok Induk Sesudah Komposit Lantai 9

Dim. Balok Induk			Lapangan									Tumpuan								
b (m)	h (m)	L (m)	Mu (kgm)	d (mm)	Mu/ bd ² /k'	w	ρ	ρmin	As perlu (mm ²)	Dtul (mm)	Tul. Pasang	Mu (kgm)	d (mm)	Mu/ bd ² /k'	w	ρ	ρmax	As perlu (mm ²)	Dtul (mm)	Tul. Pasang
0.4	0.6	8	22819.7	564	0.059782	0.081	0.006073	0.0035	1370.52	32	2	35195.14	564	0.092203	0.125	0.009373	0.024	2115	32	3
0.4	0.6	4.5	5967.86	564	0.0156343	0.02	0.0015	0.0035	789.6	32	2	37235	564	0.097547	0.134	0.01005	0.024	2267.28	32	3
0.4	0.6	4	5231.19	564	0.0137044	0.017	0.001273	0.0035	789.6	32	2	35143	564	0.092066	0.127	0.009525	0.024	2148.84	32	3

I Penulangan Lentur Balok Induk Sesudah Komposit Lantai 10

Dim. Balok Induk			Lapangan									Tumpuan								
x (m)	h (m)	L (m)	Mu (kgm)	d (mm)	Mu/bd ² h'	w	ρ	min	As perlu (mm ²)	Dtul (mm)	Tul. Pasang	Mu (kgm)	d (mm)	Mu/bd ² h'	w	ρ	max	As perlu (mm ²)	Dtul (mm)	Tul. Pasang
0.4	0.6	8	17693.2	564	0.0463518	0.061	0.004575	0.0035	1032.12	32	2	24430.85	564	0.064053	0.087	0.006525	0.024	1472.04	32	2
0.4	0.6	4.5	5983.23	564	0.015e746	0.02	0.0015	0.0035	789.6	32	2	20488	564	0.053e74	0.073	0.005475	0.024	1235.16	32	2
0.4	0.6	4	5396.41	564	0.0141373	0.018	0.00135	0.0035	789.6	32	2	17255	564	0.045204	0.06	0.0045	0.024	1013.2	32	2

Hitungan Tulangan Lentur Untuk Balok Induk Lantai 1-9

1. Balok Induk		Dim. Balok Anak			Beban terjadi							Qu	Pu (kg)	Mu (kgm)	d	Mu/ bd ² fc'	ρ	ρ'	ρ _{min}	As perlu (mm ²)	Ditai (mm)	Jum. Tul	As (mm ²)
h (m)	L (m)	b (m)	h (m)	L (m)	Pelat		Balok Induk			Balok anak													
					q _d (kg/ m ²)	q _l (kg/ m ²)	s. weight	pelat		Mati (kg)	Hidup (kg)												
								mali	Hidup			(kg/m)			(mm)								
0.47	8	0.3	0.27	4.5	543	250	451.2	1086	500	6304.8	2500.0	3002.1	13076.7	50170.08	414	0.2439	0.32	0.0240	0.0035	3974.4	32	5	4019.2
0.47	4.5				0	0	604.8	0	604.8	3256	250	0	0	1530.9	414	0.0074	0.008	0.0006	0.0035	579.6	32	2	1607.7
0.47	4				0	0	604.8	0	604.8	0	0	0	0	1209.6	414	0.0059	0.007	0.000525	0.0035	579.6	32	2	1607.7

Hitungan Tulangan Lentur Untuk Balok Induk Lantai 10

n. Balok Induk		Dim. Balok Anak			Beban terjadi							Qu	Pu (kg)	Mu (kgm)	d	Mu/	ρ	ρ'	ρ _{min}	As perlu	Ditai	Jum. Tul	As	
h (m)	L (m)	b (m)	h (m)	L (m)	Pelat		Balok Induk			Balok anak														
					q _o (kg/m ²)	q _l (kg/m ²)	s. weight	pelat		Mati (kg)	Hidup (kg)													
								mali	Hidup			(kg/m)		(mm)	bd ² fc'				(mm ²)	(mm)		(mm ²)		
0.47	8	0.3	0.27	4.5	499	100	451.2	998	200	4990.0	1000.0	2368.9	8686.0	36323.04	414	0.1766	0.243	0.018225	0.0035	3018.06	32	4	3215.4	
0.47	4.5				0	0	604.8	0	604.8	3256	250	0	0	1530.9	434	0.0068	0.008	0.0006	0.0035	607.6	32	2	1607.7	
0.47	4				0	0	604.8	0	604.8	0	0	0	0	1209.6	434	0.0054	0.007	0.000525	0.0035	607.6	32	2	1607.7	

anah Untuk 1 buah Tiang Pancang

(m)	Zp (1)	Zp + 3B (2)	Zp - 3B (3)	Data konus (kg/cm ²)			Rp (kg/cm ²)	HP	JHP	Cleef	FR	jenis tanah	α_p	α_s	f_u	$\sum f_{ui} \times h_i$ (kg/cm)	q_c (kg/cm ²)	Q_p (kg)	Q_u
				1	2	3													
0.6	1	2.8	0	5	20	0	8.33	25.00	25.00	25.00	5.0	SCL	0.5	50	0.21	20.83	4.17	5890.5	19
0.6	2	3.8	0.2	3	12	10	8.33	25.00	50.00	12.50	4.2	VSCL	0.5	50	0.21	41.67	4.17	5890.5	20
0.6	3	4.8	1.2	14	5	2.5	7.17	30.00	80.00	10.00	0.7	VS	0.45	60	0.15	44.79	3.23	4559.2	42
0.6	4	5.8	2.2	8.5	2.5	2.5	4.50	45.00	125.00	11.25	1.3	VS	0.45	60	0.09	37.50	2.03	2862.8	35
0.6	5	6.8	3.2	4	2.5	12.5	6.33	25.00	150.00	5.00	1.3	VS	0.45	60	0.13	65.97	2.85	4029.1	62
0.6	6	7.8	4.2	3	3	7	4.33	50.00	200.00	8.33	2.8	VS	0.45	60	0.09	54.17	1.95	2756.7	51
0.6	7	8.8	5.2	3	26	5	11.33	20.00	220.00	2.86	1.0	VS	0.45	60	0.24	165.28	5.10	7210.0	15
0.6	8	9.8	6.2	2.5	7	3	4.17	20.00	240.00	2.50	1.0	VS	0.45	60	0.09	69.44	1.88	2650.7	65
0.6	9	10.8	7.2	25	20	3	16.00	35.00	275.00	3.89	0.2	S	0.4	80	0.25	225.00	6.40	9047.8	21
0.6	10	11.8	8.2	6	22.5	2	10.17	50.00	325.00	5.00	0.8	VS	0.45	60	0.21	211.81	4.58	6467.8	19
0.6	11	12.8	9.2	19	33	17.5	23.17	45.00	370.00	4.09	0.2	S	0.4	80	0.36	398.18	9.27	13100.4	37
0.6	12	13.8	10.2	25	47	8	26.67	80.00	450.00	6.67	0.3	S	0.4	80	0.42	500.00	10.67	15079.6	47
0.6	13	14.8	11.2	35	105	22.5	54.17	125.00	575.00	9.62	0.3	S	0.4	80	0.85	1100.26	21.67	30630.5	103
0.6	14	15.8	12.2	50	250	25	108.33	150.00	725.00	10.71	0.2	S	0.4	80	1.69	2369.79	43.33	61261.1	223
0.6	15	16.8	13.2	145	250	38	144.33	175.00	900.00	11.67	0.1	S	0.4	80	2.26	3382.81	57.73	81618.6	316

Soft Inorganik Clay

Very Soft Inorganik Clay

Very Silty Soils

Sand



x: 700 mm

CI 318-95

etric

About X-axis

on: Investigation

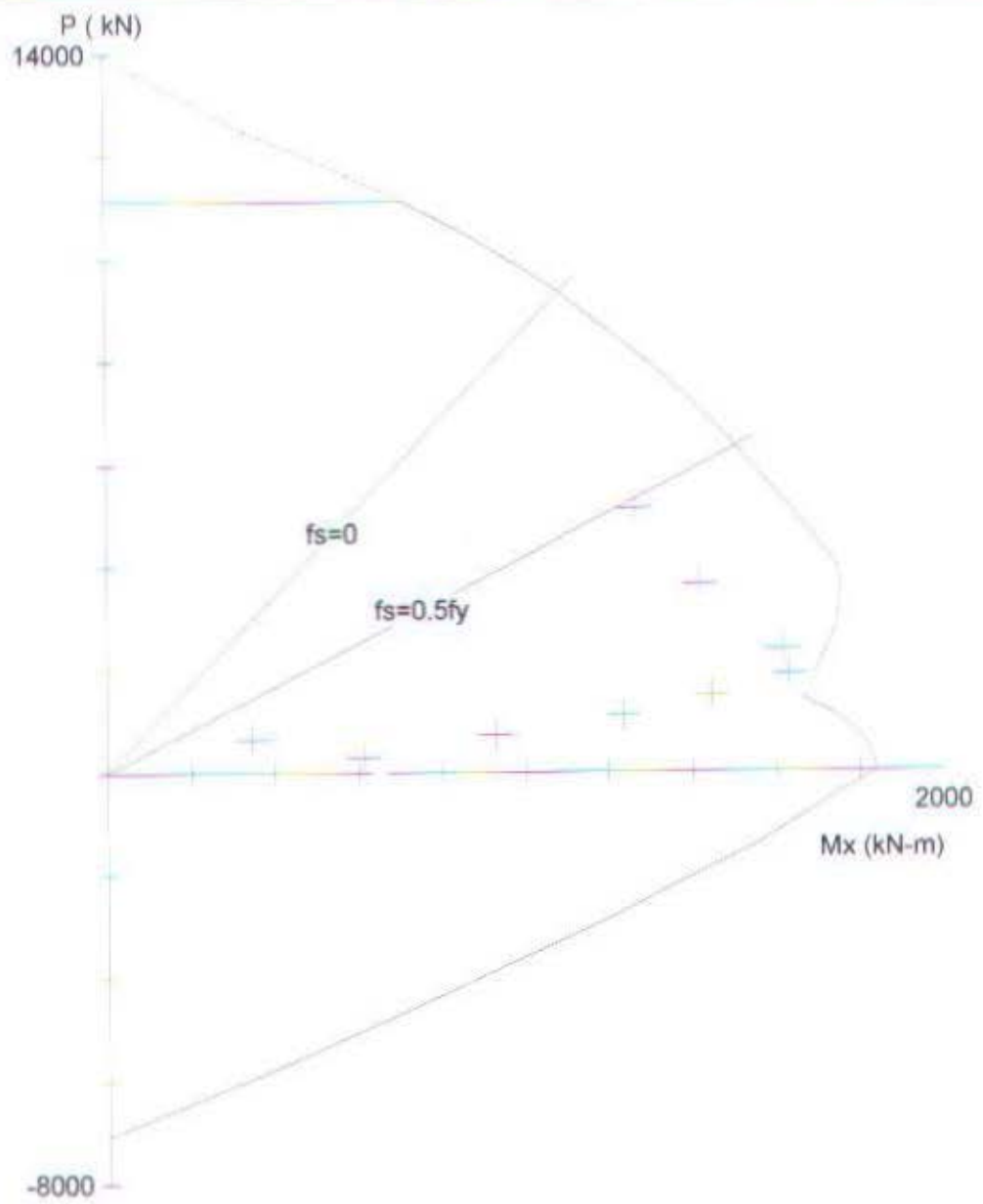
ess: Not considered

ype: Structural

TM A615

7/19/04

07:01



General Information:

File Name: D:\ali\SENEN\DATA\PC-1\LANTAI-2-10.COL
 Project: KOLOM PANJANG
 Column: KOLOM 1
 Code: ACI 318-95
 Engineer: ERLIN
 Units: Metric
 Run Option: Investigation
 Run Axis: X-axis
 Slenderness: Not considered
 Column Type: Structural

Material Properties:

f'_c = 30 MPa
 E_c = 25743 MPa
 f_o = 25.5 MPa
 Ultimate strain = 0.003 mm/mm
 Beta1 = 0.83245
 f_y = 400 MPa
 E_s = 200000 MPa
 Rupture strain = Infinity

Section:

Rectangular; Width = 700 mm
 Depth = 700 mm
 Gross section area, A_g = 490000 mm²
 I_x = 2.00083e+010 mm⁴
 X_o = 0 mm
 I_y = 2.00083e+010 mm⁴
 Y_o = 0 mm

Reinforcement:

Rebar Database: ASTM A615

Size	Diam (mm)	Area (mm ²)	Size	Diam (mm)	Area (mm ²)	Size	Diam (mm)	Area (mm ²)
# 3	10	71	# 4	13	129	# 5	16	200
# 6	19	284	# 7	22	387	# 8	25	510
# 9	29	645	# 10	32	819	# 11	36	1006
# 14	43	1452	# 18	57	2581			

Confinement: Tied; #3 ties with #10 bars, #5 with larger bars.
 $\phi(a)$ = 0.8, $\phi(b)$ = 0.9, $\phi(c)$ = 0.7

Layout: Rectangular
 Pattern: All Sides Equal (Cover to transverse reinforcement)
 Total steel area, A_s = 19664 mm² at 4.01%
 24 #10 Cover = 50 mm

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities: (see user's manual for notation)

No.	P_u kN	M_{ux} kN-m	M_{ny} kN-m	M_u/M_c
1	3636.1	1420.2	1754.5	1.235
2	5118.9	1264.7	1635.3	1.293
3	647.7	346.6	1807.0	5.213
4	2375.7	1619.9	1720.6	1.062
5	1880.2	1632.9	1690.1	1.035
6	1492.8	1445.6	1654.1	1.144
7	1094.3	1234.9	1743.4	1.412
8	736.0	927.8	1797.8	1.938
9	299.4	612.9	1828.9	2.964

*** Program completed as requested! ***

General Information:

File Name: D:\ali\SENEN\DATA\PC-1\LANTAIL.col
 Project: KOLOM PANJANG
 Column: KOLOM 1
 Code: ACI 318-95
 Engineer: ERLIN
 Units: Metric
 Run Option: Investigation
 Run Axis: X-axis
 Slenderness: Not considered
 Column Type: Structural

Material Properties:

f'_c = 30 MPa
 E_c = 25743 MPa
 f_c = 25.5 MPa
 Ultimate strain = 0.003 mm/mm
 Beta1 = 0.83245
 f_y = 400 MPa
 E_s = 200000 MPa
 Rupture strain = Infinity

Section:

Rectangular: Width = 700 mm
 Depth = 700 mm
 Gross section area, A_g = 490000 mm²
 I_x = 2.00083e+010 mm⁴
 X_c = 0 mm
 I_y = 2.00083e+010 mm⁴
 Y_c = 0 mm

Reinforcement:

Rebar Database: ASTM A615

Size	Diam (mm)	Area (mm ²)	Size	Diam (mm)	Area (mm ²)	Size	Diam (mm)	Area (mm ²)
# 3	10	71	# 4	13	129	# 5	16	200
# 6	19	284	# 7	22	387	# 8	25	510
# 9	29	645	# 10	32	819	# 11	36	1006
# 14	43	1452	# 18	57	2581			

Confinement: Tied; #3 ties with #10 bars. #5 with larger bars.
 $\phi(a)$ = 0.8, $\phi(b)$ = 0.9, $\phi(c)$ = 0.7

Layout: Rectangular
 Pattern: All Sides Equal (Cover to transverse reinforcement)
 Total steel area, A_s = 24581 mm² at 5.02%
 30 #10 Cover = 50 mm

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities: (see user's manual for notation)

No.	P_u kN	M_{ux} kN-m	M_{uy} kN-m	M_u/M_n
1	3675.5	1980.0	2041.5	1.031

*** Program completed as requested! ***



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

KAMPUS ITS SURABAYA TELP. 596034 SURABAYA (60111)

PROJECT : Jalan Tol
LOCATION : Jember-Sidoarjo
Surabaya

BORING NO : 13H.1
DATE : 17-3-96
H.A.T : 0.00 m

LEGEND :



CLAY



SILT



SAND

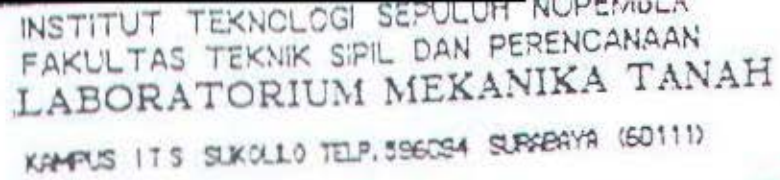


GRAVEL



SHELL

DEPTH (m)	BOR LOG	SOIL DISCRIPTION	S P T (N) NUMBER OF BLOWS/FEET				
			10	20	30	40	50
- 0.00							
5.00		Lempung lempung berpasir (abu-abu)	2				
10.00		Lempung lempung berpasir berku- lit kuning (abu-abu)	4				
			7				
15.00		Lempung berlanau (hitam)	8				
				21			
20.00		Lempung pasir krikil (coklat)				40	
						40	
25.00		Lempung pasir (coklat)			25		
						50	
30.00							51



BORING NO 124.1
 DATE 1-14-3-96
 MAG : 0.00 m

CLAY

11 SILT

•• GRAVEL

✓✓ SHELL

ΕΡΤΗ
m)

M	B	O	R
A	L	O	G

SOIL
DESCRIPTION

SPT (N)
NUMBER OF
BLOWS/FEET

10 20 30 40 50 60

0.00

5.00

10.00

15.00

20.00

25.00

30.00

Lenau lempung (abu-abu)

Lantai berpasir berkerikil
(abu-abu)

Pasir krikil berlanaui
(abu-abu coklat)

Pasir berlanau (abu-abu coklat)

Lentü pösir (coklat)

1

2

11

1

1

Depth (m)	Sieve & Hydrometer (2)			Grading Passing Sieve No. (2)			Natural state							Unconfined		Direct Shear		Triaxial UU		Vane test	Consolidation test			Coef. of Permeabi- lity K
	G	S	S+C	4	40	200	Gs	Yt	Wc	Yd	e	n	Sr	qu	qu*	C	D	Cu	Du	T	Pp	Cc	Cv (1.2)	
2.50-3.00	0	8	92	100	78	92	2.672	1.870	55.91	1.071	1.494	59.90	100	0.267	*	*	*	*	*	*	1.650	0.690	4.21E-04	1.35E-08
5.50-6.00	3	7	88	98	94	88	2.723	1.501	89.61	0.792	2.440	79.93	100	0.200	*	*	*	*	*	*	0.351	0.615	2.34E-04	6.40E-09
6.50-9.00	6	8	92	100	90	92	2.778	1.553	79.70	0.864	2.214	69.89	100	0.150	*	*	*	*	*	*	0.517	0.671	2.43E-04	7.95E-09
1.50-12.00	2	18	80	98	91	80	2.658	1.596	67.12	0.955	1.784	64.08	100	1.250	*	*	*	*	*	*	0.698	0.612	5.66E-05	1.32E-09
4.50-15.00	0	12	88	100	90	80	2.671	1.605	65.97	0.967	1.762	63.79	100	0.830	*	*	*	*	*	*	*	*	*	5.52E-08
7.50-18.00	0	41	59	100	92	59	2.634	1.496	87.02	0.800	2.292	69.62	100	*	*	*	35	*	*	*	*	*	2.50E-05	
9.50-21.00	0	34	66	100	92	66	2.672	1.707	42.10	1.257	1.125	52.94	100	*	*	*	36	*	*	*	*	*	9.84E-05	
3.50-24.00	2	14	84	98	92	84	2.722	1.770	44.60	1.229	1.214	54.83	100	*	*	*	29	*	*	*	*	*	1.35E-04	
6.50-27.00	0	65	35	100	70	35	2.717	1.899	33.46	1.423	0.909	47.62	100	*	*	*	35	*	*	*	*	*	2.85E-04	
9.50-30.00	0	50	50	100	90	50	2.602	1.838	37.55	1.336	1.007	50.17	100	*	*	*	34	*	*	*	*	*	2.56E-06	

REMARKS : G = GRAVEL

S = SAND

S+C = SILT + CLAY

GS = SPECIFIC GRAVITY

Yt = WET DENSITY (gr/cc)

Wc = WATER CONTENT (%)

Yd = DRY DENSITY (gr/cc)

* = NOT TESTED

e = VOID RATIO

n = POROSITY (%)

Sr = SATURATION (%)

 Pp = PRECONSOLIDATION PRESSURE (kg/cm²)

Cc = COMPRESSION INDEX

 Cv = COEFF. OF CONSOLIDATION (cm²/sec)

K = COEFF. PERMEABILITY (cm/sec)

 C = COHESION (kg/cm²)

D = ANGLE OF INTERNAL FRICTION (degree, minutes)

qu = UNCONFINED (UNDISTURBED)

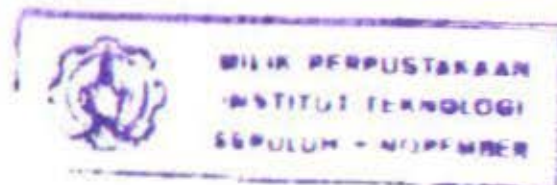
qu* = UNCONFINED (REMOULDED)

St = SENSITIVITY RATIO (qu/qu*)

 Cu = UNDRAINED COHESION (kg/cm²)

Du = ANGLE INTERNAL FRICTION OF

UNDRAINED (degree, minutes)



Depth (m)	Sieve & Hydrometer (%)			Grading Passing Sieve No. (%)			Natural state							Unconfined		Direct Shear		Triaxial UU		Vane Test	Consolidation test			Coef. of Permeability
	G	S	S+C	4	40	200	Gs	Yt	Mc	Yd	e	n	Sr	qu	qu*	C	φ	Cu	φu		Pp	Cc	Cv (1.5 sec)	
50-5.00	0	7	93	100	99	93	2.674	1.579	70.76	0.925	1.892	65.42	100	0.254	*	*	*	*	*	*	1.600	1.050	0.87E-04	3.67E-08
50-6.00	0	31	69	100	96	69	2.725	1.598	69.17	0.945	1.885	65.34	100	0.271	*	*	*	*	*	*	0.353	0.640	1.91E-03	2.80E-03
50-9.00	0	45	55	100	93	55	2.751	1.598	70.12	0.939	1.929	65.86	100	1.080	*	*	*	*	*	*	0.533	0.737	1.82E-03	4.66E-08
50-12.00	0	31	69	100	98	89	2.714	1.636	62.45	1.007	1.695	62.89	100	*	*	*	26	*	*	*	*	*	*	3.37E-06
50-15.00	0	51	49	100	90	49	2.592	1.679	51.81	1.106	1.343	57.32	100	*	*	*	29	*	*	*	*	*	*	7.23E-05
50-18.00	7	46	47	92	50	47	2.767	1.669	59.34	1.047	1.642	62.15	100	*	*	*	31	*	*	*	*	*	*	8.46E-05
50-21.00	19	40	41	82	63	34	2.674	1.980	26.51	1.565	0.709	41.49	100	*	*	*	33	*	*	*	*	*	*	6.40E-05
50-24.00	32	18	50	66	65	50	2.759	1.918	33.24	1.439	0.917	47.84	100	*	*	*	30	*	*	*	*	*	*	7.40E-06
50-27.00	1	43	56	98	92	55	2.661	1.864	34.69	1.384	0.923	48.00	100	*	*	*	30	*	*	*	*	*	*	7.23E-05
50-30.00	9	20	71	92	60	21	2.673	1.840	37.11	1.342	0.992	49.60	100	*	*	*	31	*	*	*	*	*	*	7.03E-05

KS : G = GRAVEL

S = SAND

S+C = SILT + CLAY

GS = SPECIFIC GRAVITY

Yt = NET DENSITY (gr/cc)

Mc = WATER CONTENT (%)

Yd = DRY DENSITY (gr/cc)

* = NOT TESTED

e = VOID RATIO

n = POROSITY (%)

Sr = SATURATION (%)

Pp = PRECONSOLIDATION PRESSURE (kg/cm²)

Cc = COMPRESSION INDEX

Cv = COEFF. OF CONSOLIDATION (cm²/sec)

K = COEFF. PERMEABILITY (cm/sec)

C = COHESION (kg/cm²)

φ = ANGLE OF INTERNAL FRICTION (degree, minutes)

qu = UNCONFINED (UNDISTURBED)

qu* = UNCONFINED (REMOLDED)

St = SENSITIVITY RATIO (qu/qu*)

Cu = UNRAINED COHESION (kg/cm²)

φu = ANGLE INTERNAL FRICTION OF UNRAINED (degree, minutes)

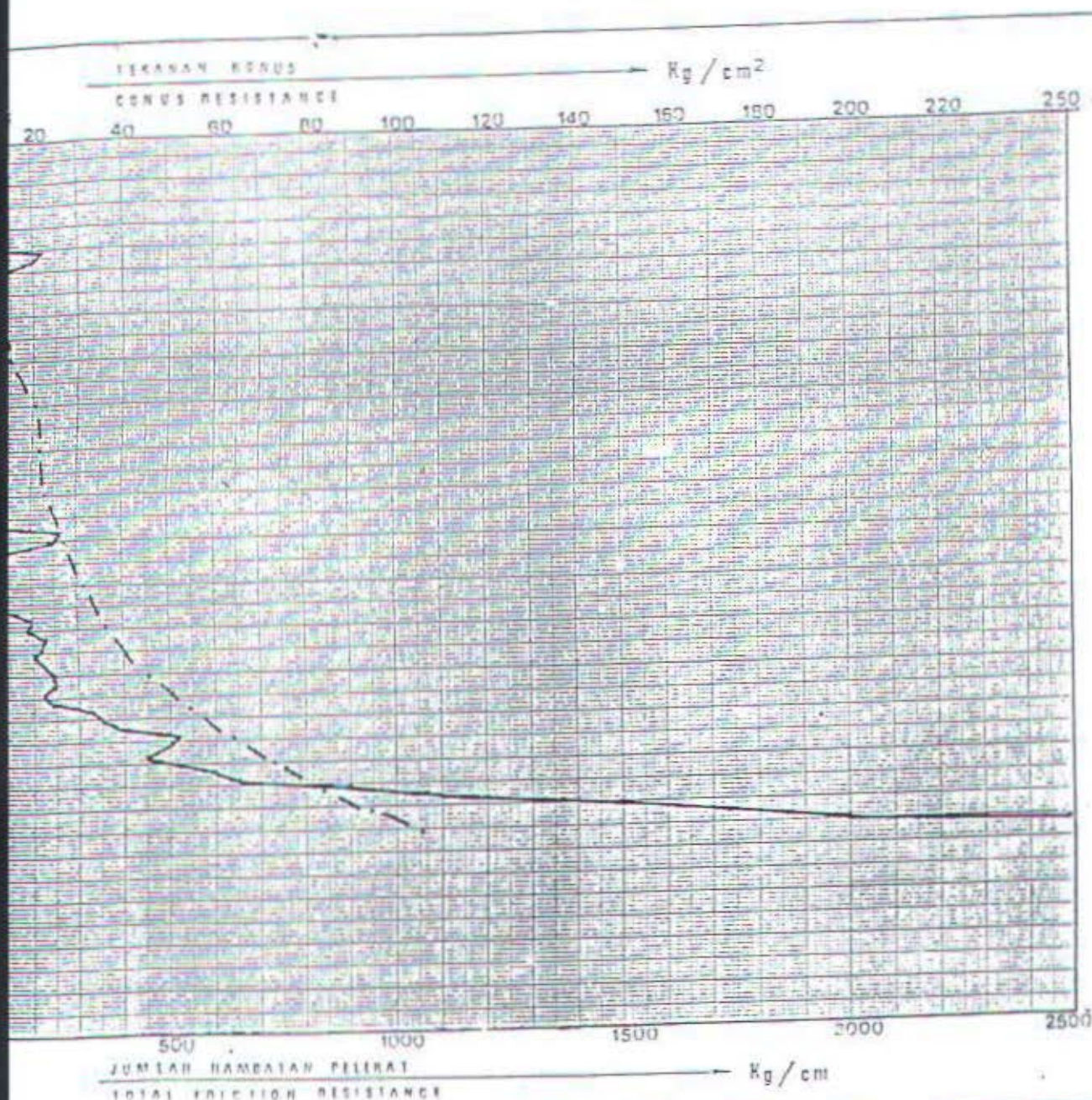


INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
KAMPUS ITS KEPUTIH SURABAYA TELP. 596094 SURABAYA 60131

DUTCH CONE
PENETROMETER TEST

PROJECT : GEDUNG TELKOM
LOCATION : Manyarkartoadi Sby.

POINT No. : S.1
DATE : 14 - Maret - 1996



KETERANGAN :

- : TEKANAN KONUS.
- - - : JUMLAH HAMBATAN PELEKAT.

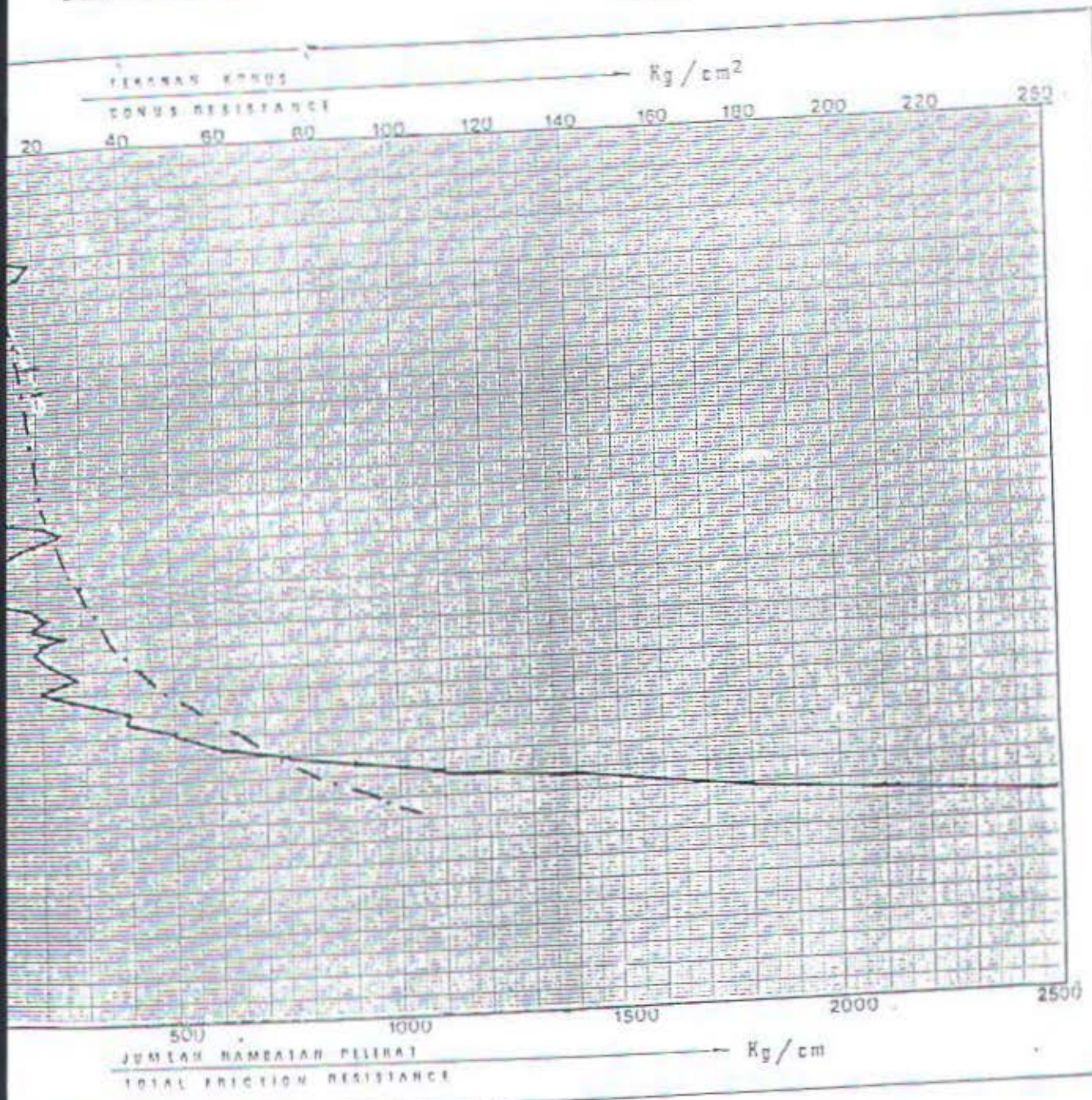


INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
KAMPUS ITS KEPUTIH SUKOLILO TELP. 596094 SURABAYA 60111

PROJECT : GEDUNG TELKOM
LOCATION : Manyar Kartoadi Sby.

DUTCH CONE
PENETROMETER TEST

POINT No. : S.2
DATE : 16 - Maret - 1996



KETERANGAN :

- : TEKANAN KONUS.
- - - : JUMLAH HAMBATAN PELEKAT.

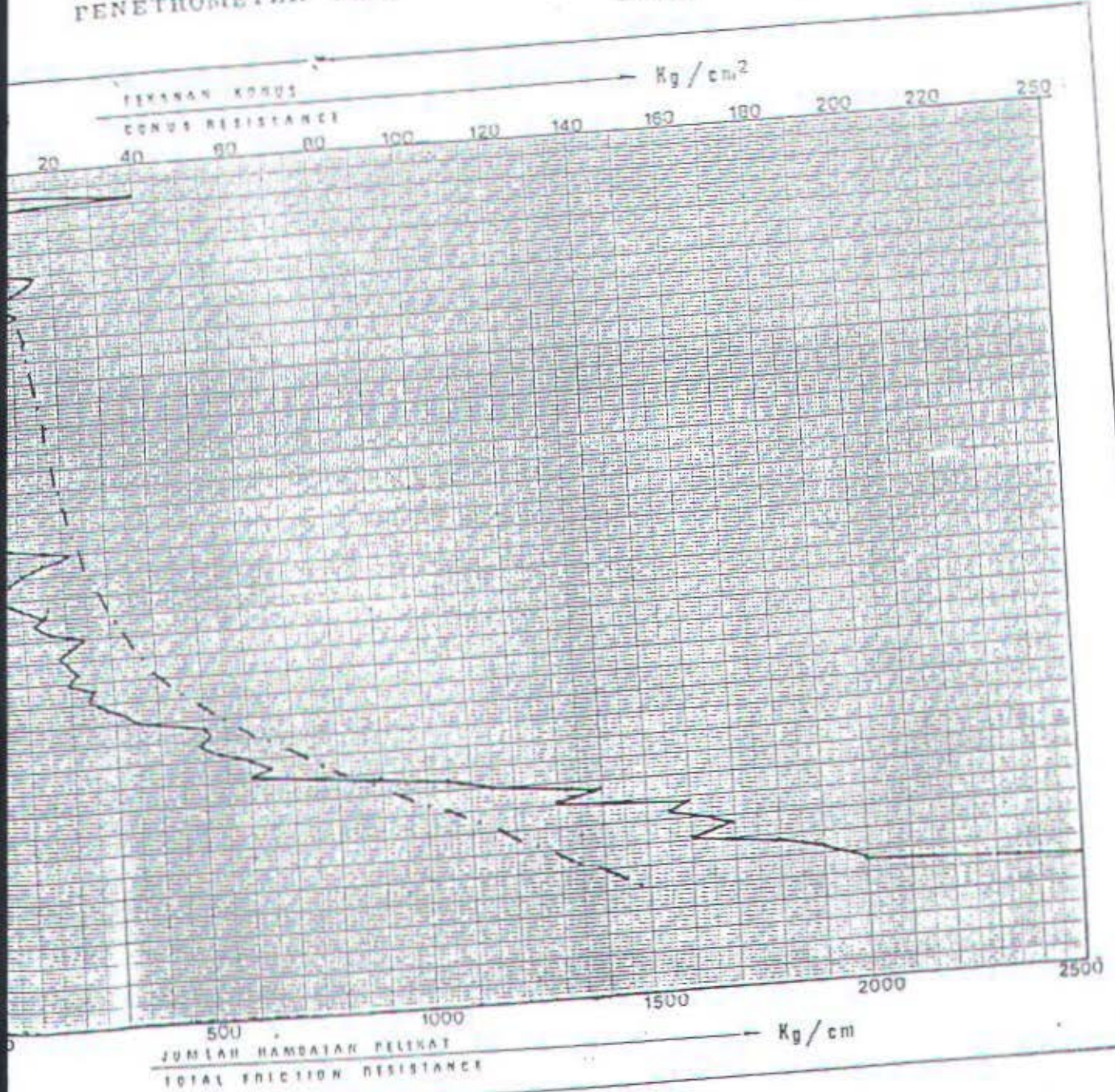


INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
KAMPUS ITS KEMUTRI SURABAYA TELP. 596094 SURABAYA 60111

PROJECT : GEDUNG TELKOM
LOCATION : Manyarkertoadi Sby.

DUTCH CONE
PENETROMETER TEST

POINT No. : S.4
DATE : 20 - Maret - 1996



KETERANGAN :

- : TEKANAN KONUS.
- - - : JUMLAH HAMBATAN PELEKAT.

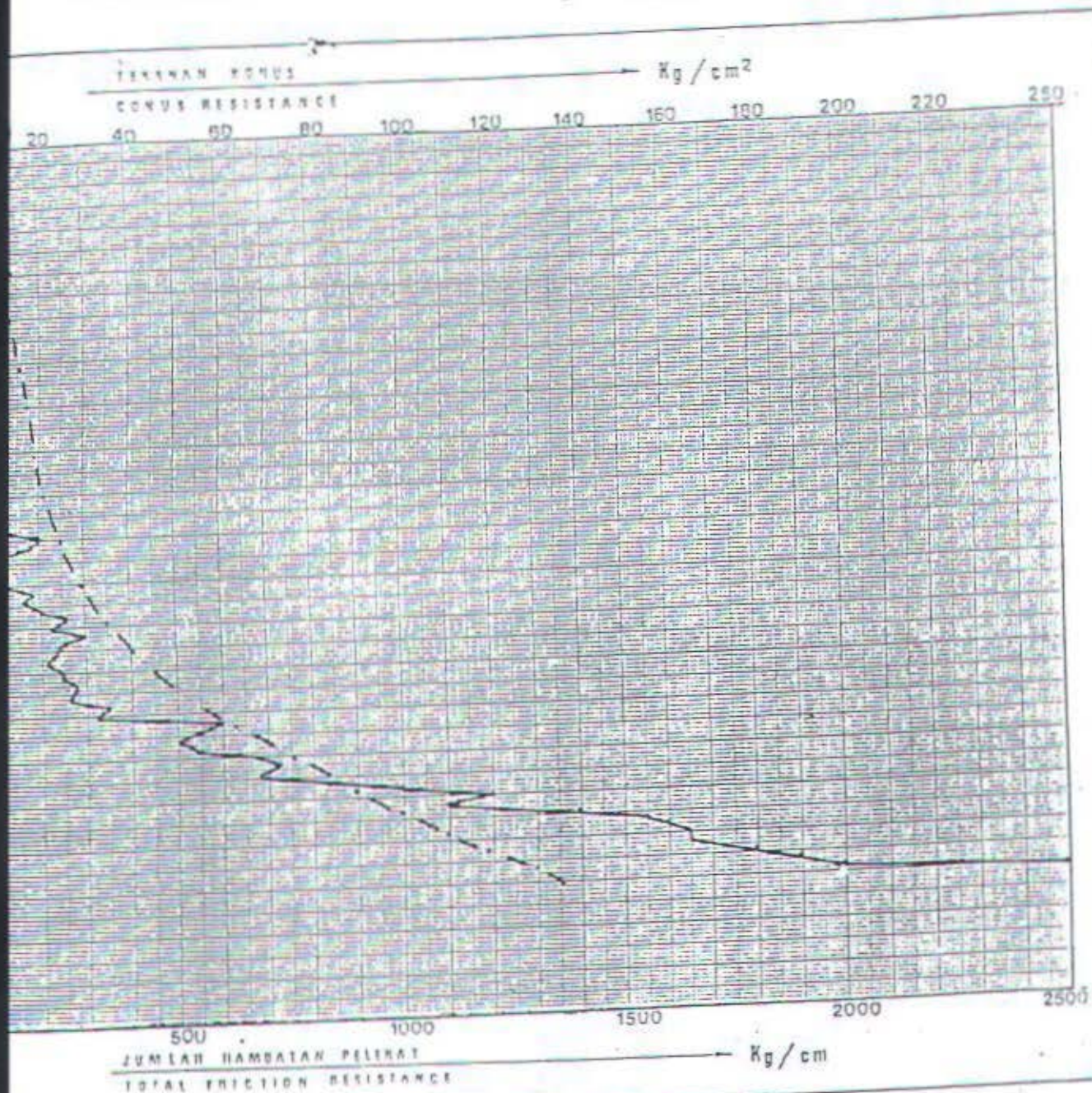


INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
LABORATORIUM MEKANIK TANAH
KAMPUS ITS KEPUTIH SUKOLO Telp. 596094 SURABAYA 60111

DUTCH CONE
PENETROMETER TEST

PROJECT : GEDUNG TELKOM
LOCATION : Manyarkertendi Shy.

POINT No. : S.5
DATE : 22 - Maret - 1996



KETERANGAN :

- : TEKANAN KONUS.
- - - : JUMLAH HAMBATAN PELEKAT.